

H. Prof. Reibisch
An- und Unterbreichun
stammen von
Reibisch

Prof. Dr.-Ing. habil. U. Schneider

Fachgebiet: Baustoffkunde

Leiter: Amtl. Prüfstelle für Beton

Mönchebergstr. 7, 3500 Kassel

FORSCHUNGSBERICHT

=====

SBB unter hypothetischer Störfallbelastungen

- Zugfestigkeit und Gasdichtigkeit
von Beton bei hohen Temperaturen -

von

U. Schneider

U. Diederichs

BIBLIOTHEK
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
der Technischen Universität Braunschweig
Beethovenstraße 52
D-3300 Braunschweig

Der Forschungsbericht wurde im Auftrage der
KFA - Jülich erstellt.

Bestellnummer : 187 / 734 584

Liefernummer : 006793

INHALT

	Seite
1. Einleitung	1
2. Zugfestigkeit von Beton	2
2.1 Zugfestigkeit bei Raumtemperatur	2
2.2 Zugfestigkeit bei hohen Temperaturen	7
2.3 Schrifttum über die Zugfestigkeit	23
3. Gasdichtigkeit von Beton	45
3.1 Permeabilität des ungerissenen Betons bei Raumtemperatur	45
3.2 Permeabilität des ungerissenen Betons bei hohen Temperaturen	50
3.3 Gasdurchlässigkeit einer ungerissenen, 5 m dicken Betonwand	53
3.4 Gasdurchlässigkeit einer gerissenen, 5 m dicken Betonwand	54
3.4.1 Abschätzung der Transportwege	54
3.4.2 Mathematisches Modell nach Rizkalla et al.	57
3.4.3 Mathematisches Modell nach Buss	62
3.4.4 Anmerkungen zur Thermodynamik	63
3.5 Praktische Erfahrung über die Gasdurchlässigkeit von Bauwerken und Bauteilen	64
3.6 Schrifttum über die Gasdurchlässigkeit	67
4. Zusammenfassung	71

1. Einleitung

Mit Schreiben vom 05.07.1982 erteilt die KFA-Jülich GmbH den Auftrag, im Rahmen des Vorhabens "SBB unter hypothetischen Störfallbelastungen", um baustoffkundliche Studie über die Zugfestigkeit und Gasdurchlässigkeit von Beton unter thermischer Beanspruchung durchzuführen. Auszuwerten wären in- und ausländische Erkenntnisse unter Berücksichtigung der für die KFA und des ZSI erforderlichen Rechengrundlagen.

Im ersten Teil dieses Berichtes wird das Problem der Zugfestigkeit von Beton bei hohen Temperaturen behandelt. In diesem Abschnitt wurden neueste Forschungsergebnisse des Teilprojektes B3 im SFB 148 "Brandverhalten von Bauteilen" bereits berücksichtigt. Die vorliegenden Veröffentlichungen zum Thema Zugfestigkeit sind in einem gesonderten Unterabschnitt zusammengestellt.

Die Gasdurchlässigkeit bzw. Permeabilität von Beton wird in einem gesonderten Abschnitt behandelt. Unterschieden wird zwischen der Durchlässigkeit des reinen Betons und der Dichtigkeit von bewehrten Betonbauteilen. Weiterhin werden einige überschlägige Abschätzungen bezüglich der Durchlässigkeit bzw. Permeabilität von gerissenen Betonbauteilen durchgeführt. Die in der Literatur vorhandenen mathematischen Modelle zur Beschreibung des Gastransports werden diskutiert, ebenso praktische Erfahrungen über die Gasdurchlässigkeit von Bauwerken. Abschließend ist eine Übersicht des bekannten Schrifttums gegeben.

2. Zugfestigkeit von Beton

2.1 Zugfestigkeit bei Raumtemperatur

Zum Verständnis des Bruchverhaltens und zur Lösung vieler Probleme des Tragverhaltens von Beton- und Stahlbetonbauteilen ist es notwendig, die Dehnfähigkeit und die Zugfestigkeit des Betons zu kennen. Dies gilt vor allem für die Ermittlung der Rißlasten, der Rißentstehung und der Rißausbreitung. Die Ermittlung der Verformungs- und Festigkeitseigenschaften unter direkter Zugbeanspruchung war aufgrund von Schwierigkeiten bei der Zugkrafteinleitung lange Zeit ein großes Problem und es fanden vor allem indirekte Methoden wie der Spaltzugversuch und Biegezugversuch weite Verbreitung /1/.

Nach der Entwicklung hochwertiger Kunststoffkleber, stellt der direkte Zugversuch heute kein experimentelles Problem mehr dar und es liegt eine große Anzahl von Versuchsdaten vor. Heilmann u.a. /2/ studierten vor allem den Einfluß der Dehngeschwindigkeit, des Prüfalters, der Betongüte und der Lagerungsart von Beton unter zentrischem und exzentrischem Zug.

Ergebnisse der Untersuchungen sind in den Bildern 2.1 - 2.3 zusammengestellt. Sie zeigen die Dehnung bei Maximallast (Bild 2.1), den E-Modul (Bild 2.2) und die Zugfestigkeit (Bild 2.3) in Abhängigkeit von der Würfeldruckfestigkeit.

Wie man Bild 2.1 entnehmen kann, ist die Zunahme der Maximaldehnung mit der Betongüte nur wenig ausgeprägt. Die Dehnung bei Maximallast sinkt mit steigender Dehnungsgeschwindigkeit leicht ab und erreicht etwas höhere Werte bei exzentrisch (Dehnung eines Randes gleich Null) gezogenen Proben.

Der E-Modul und die Zugfestigkeit (vgl. Bild 2.2 und 2.3) steigen demgegenüber mit der Würfeldruckfestigkeit deutlich an. [Die Steigerung der Dehngeschwindigkeit bewirkt bei jeder Betongüte etwa den gleichen prozentualen Anstieg der Betonzugfestigkeit und

2. Woher?

beträgt bei einer Steigerung der Dehngeschwindigkeit um 3 Zehnerpotenzen von 0,00008 auf 0,08 %/min etwa 15 %.] Auch der E-Modul wird mit steigender Dehngeschwindigkeit größer. Die Zugfestigkeit ist bei zentrischer Belastung deutlich geringer als bei exzentrischer Belastung. Dies wird in /2/ durch die höhere Bruchwahrscheinlichkeit beim zentrischen Zug geklärt.

Die Betonfestigkeiten:

- β_z = Zugfestigkeit bei zentrischer Belastung
- β_{ze} = Zugfestigkeit bei exzentrischer Belastung
- β_{bz} = Biegezugfestigkeit
- β_w = Würfeldruckfestigkeit

lassen sich nach /2/ gemäß:

$$\beta_{z;ze;bz} = \alpha \beta_w^{2/3} \quad (2.1)$$

mit der Würfeldruckfestigkeit korrelieren, wobei gilt

$$\alpha = a \cdot b \cdot c \quad (2.2)$$

mit a = Beiwert für die Beanspruchung

a = 0,55 für zentrische Beanspruchung

a = 0,66 für exzentrische Beanspruchung

a = 0,86 für Biegezugversuche

b = Beiwert für das Betonalter

b = 1 für 28 Tage

c = Beiwert für die Dehngeschwindigkeit

c = 1,0 für 0,01 %/min

wie angegeben? }

Eine ähnliche Formel wird von Sargin vorgeschlagen (vgl. /1/):

$$f_{ts} = 2,3 f_c'^{2/3} \quad (2.3)$$

(f_{ts} = Biegezugfestigkeit in psi, f_c' = Zylinderfestigkeit in psi), wobei man $\alpha = 0,83$ für die Biegezugfestigkeit (vgl. Gl. 2.1) erhält.

Recht umfangreiches Datenmaterial über die Zugfestigkeit von Beton ist in den Publikationen /3 - 6/ wiedergegeben. Insbesondere wird in /3/ über Zug- und Biegezugfestigkeiten hochfester Betone ($\beta_w = 56 - 85 \text{ N/mm}^2$) berichtet. Danach wachsen die Zugfestigkeiten (zentrischer Zug) und die Biegezugfestigkeiten bei hohen Betonfestigkeiten nur noch sehr gering mit dem weiteren Anstieg der Würfeldruckfestigkeit und ihr Verhältnis bleibt nahezu konstant $\beta_z/\beta_{bz} \approx 0,5$).

Pisankó /4/ führte eine große Anzahl von Versuchen zur Ermittlung der Biegezugfestigkeit, der Spaltzugfestigkeit und der Zugfestigkeit (zentrischer Zug) durch und wertete die Angaben einer Reihe von Autoren aus.

Bild 2.4 zeigt die korrelative Beziehung zwischen der Zugfestigkeit und der Würfeldruckfestigkeit. Der Auswertung lagen 480 Versuchswerte zugrunde, wobei Probekörper im Alter von 3 bis 360 Tagen mit Festigkeiten zwischen 4 und $117,5 \text{ N/mm}^2$ in die Auswertung eingezogen wurden. Der Korrelationskoeffizient $r = 0,96$ zeigt eine ziemlich enge Verbindung zwischen der Würfeldruckfestigkeit und der Zugfestigkeit.

Der in Bild 2.5 dargestellten Beziehung zwischen Biegezugfestigkeit und Würfelfestigkeit lagen 840 Versuchswerte zugrunde. Auch hier ist die Korrelation ($r = 0,95$) als sehr gut zu bezeichnen.

Die Korrelation zwischen der Spaltzugfestigkeit und der Würfelfestigkeit (vgl. Bild 2.6) war dagegen, insbesondere im Bereich sehr hoher Festigkeiten, weniger ausgeprägt, worauf ein Korrelationskoeffizient von $r = 0,75$ bei 274 ausgewerteten Versuchen hindeutet.

$S = 99,9\%$ bei $N = 30$: $r \geq 0,5$

In /5 u. 6/ werden weitere Ergebnisse von Biegezug-, Spaltzug- und Zugversuchen mitgeteilt. Die variierten Parameter waren Würfeldruckfestigkeit, Gestalt und Abmessungen der Probekörper, Lage beim Betonieren und Verdichten sowie Art des Zuschlags (Rundkorn Splitt). Der Art des Zuschlags kommt, wie auch in /7/ gezeigt wurde, besondere Bedeutung zu, da Splittbetone gegenüber Kiesbetonen bei gleicher Würfeldruckfestigkeit i.a. deutlich höhere Biegezug-

Spaltzug- und auch Zugfestigkeiten aufweisen. Sie liegen bei Betonen mit gebrochenem Korn um mindestens 10 bis 20% höher als bei Betonen mit Rundkorn.

Die höheren Biege- und Spaltzugfestigkeiten sind u.a. nach von Kordina /7/ gemachten Beobachtungen auch auf die bessere Haftung des Zementsteins am gebrochenen Zuschlag zurückzuführen, da der Bruch hier meistens - im Gegensatz zu dem Verhalten von Betonen mit Kies als Zuschlag - durch die Zuschlagkörper verläuft.

In /5/ sind ebenfalls Korrelationen zwischen Biegezug-, Spaltzug-, Zugfestigkeit und Würfelfestigkeit analytisch für Würfel-
druckfestigkeiten zwischen 15 und 60 N/mm² angegeben:

$$\beta_{bz} = 0,538 \sqrt{11,93 + 3,78\beta_w} - 1,857 \quad (2.4)$$

$$\beta_s = 0,249 \sqrt{52,93 + 8,08\beta_w} - 1,810 \quad (2.5)$$

$$\beta_z = 0,081 \sqrt{50,88 + 24,68\beta_w} - 0,579 \quad (2.6)$$

In /8/ werden weitere Beziehungen zwischen der Zugfestigkeit und der Betondruckfestigkeit diskutiert. Den einfachsten Ansatz stellt die lineare Beziehung zwischen Zugfestigkeit β_z und Betondruckfestigkeit das (Hughes u. Chapmann, 1966):

$$\beta_z \approx 0,1 \beta_w \quad (2.7)$$

Oft werden auch die Wurzelbeziehungen:

$$f_t = 4 \sqrt{f'_c} \quad (2.8)$$

$$f_{tb} = 7,5 \sqrt{f'_c} \quad (2.9)$$

$$f_{ts} = 5 \text{ bis } 6 \cdot \sqrt{f'_c} \quad (2.10)$$

angewandt (f_t = Zugfestigkeit in psi, f_{tb} = Biegezugfestigkeit in psi, f_{ts} = Spaltzugfestigkeit in psi). Werden die Festigkeiten

in N/mm² angegeben, so ist auf den rechten Seiten der Gl. 2.8 bis 2.10 noch mit dem Faktor 0,0830346 zu multiplizieren. Die entsprechenden Funktionen (Gl. 2.4 - 2.6 und 2.8 - 2.10) sind zusammen mit den Versuchsdaten und mit den Funktionen nach Gleichung (2.1) in den Bildern 2.7 bis 2.9 grafisch dargestellt. Die beste Übereinstimmung zwischen allem Versuchsdaten und analytischen Ausdrücken ergibt sich danach bei den Biegezugfestigkeiten (vgl. Bild 2.7), während bei den axialen zentrischen Zugfestigkeiten die stärksten Unterschiede auftreten (vgl. Bild 2.8). Die Unterschiede bei den Zugfestigkeiten scheinen in erster Linie auf Unterschiede in den experimentellen Techniken zu beruhen (Probenalter, Vorlagerung, Gestalt, Dimensionen, Anbringung der Lasteinleitungsplatten, Belastungsgeschwindigkeit, etc.).

= Abmessungen

Die experimentellen Werte der Spaltzugfestigkeiten nach /4/ und /5/ wurden noch ergänzt durch Umrechnung der Biegezugfestigkeiten (B_{bz}) in Spaltzugfestigkeiten (B_{sz}) unter Zugrundelegung der Beziehung nach Bonzel (vgl. /1/):

$$B_{sz} = 0,6 \cdot B_{bz}. \quad (2.11)$$

Hier ergeben sich insbesondere im Festigkeitsbereich unterhalb von 30 N/mm² erhebliche Abweichungen zwischen den Angaben der einzelnen Autoren. Erst nach Überschreiten der Würfeldruckfestigkeiten von 50 N/mm² gehen diese Unterschiede deutlich unter 10% zurück (vgl. Bild 2.9).

Zusammenfassend kann man feststellen, daß über Zusammenhang zwischen Biegezug-, Spaltzug- und axialer Zugfestigkeit umfangreiche Versuchserfahrungen existieren, und daß diese Daten und analytischen Beziehungen insbesondere für die Korrelation Biegezugfestigkeit - Würfeldruckfestigkeit aufgrund der einheitlichen Versuchstechnik in der Literatur übereinstimmend dargestellt werden. Für Korrelationen zwischen Würfeldruckfestigkeit und Spaltzugfestigkeit sowie Würfeldruckfestigkeit und Zugfestigkeit werden in der Literatur weniger gut übereinstimmende Daten und analytische Ausdrücke angegeben, da die Versuchsergebnisse offen-

bar sehr stark von der Versuchstechnik beeinflusst werden. - Bei der Anwendung der Daten sollte zwischen Splittbetonen und Kiesbetonen unterschieden werden, da Splittbetone i.a. deutlich höhere Zugfestigkeiten aufweisen.

2.2 Zugfestigkeit bei hohen Temperaturen

Im Vergleich zum vorliegenden Datenmaterial über Zugfestigkeiten bei Raumtemperatur ist der Kenntnisstand über die Zugfestigkeit nach Einwirkung hoher Temperaturen (Restfestigkeiten) recht spärlich. Über direkt gemessene axiale Zugfestigkeiten (nach Temperatureinwirkung) liegen, abgesehen von einer einzigen Arbeit /9/, in der Literatur keine Angaben vor.

In /9/ wurde zwar nur der Temperaturbereich 20°C bis 80°C betrachtet, die Untersuchungen sind aber von besonderem Interesse, weil hier die Langzeitwirkung von erhöhten Temperaturen auf Veränderungen der Zugfestigkeit und Spaltzugfestigkeit ermittelt wurde, wobei insbesondere die für die massigen Betonstrukturen eines Reaktors relevanten Austrocknungsbedingungen bzw. Feuchtigkeitszustände als Versuchsparameter dienten.

Die Probekörper (Mischungsaufbau: 362 kg Zement, 181 l Wasser, 769 kg Feinzuschlag, 1072 kg Grobkieszuschlag; Abmessungen: 10 cm Durchmesser, 20 cm lang) wurden nach 28 Tagen unter Wasser wie folgt gelagert:

- a) Lufttrocken im Laborklima (Serie A, Serie B, Serie C),
- b) unversiegelt im Ofen bei konstanten Temperaturen von 40 (Serie B), 60 (Serie C) und 80°C (Serie A),
- c) versiegelt im Ofen bei konstanten Temperaturen von 40 (Serie B), 60 (Serie C) und 80°C (Serie A), wobei durch die Versiegelung eine relative Luftfeuchtigkeit von etwa 90% aufrechterhalten wurde.

Nach Lagerungszeiten von 3, 6 bzw. 12 Monaten wurden die Proben zur Abkühlung 3 Tage lang in einem Laborraum ausgelagert. An-

schließlich wurden die Zugfestigkeiten bestimmt: für die Serie A durch Spaltzugversuche, für die Serien B und C durch direkten axialen Zug.

Die Ergebnisse der Langzeituntersuchungen sind auf Bild 2.10 wiedergegeben. Der obere Teil von Bild 2.10 zeigt den Verlauf der Zugfestigkeiten von unversiegelten Probekörpern der Serien A, B und C nach Lagerung von 3, 6 bzw. 12 Monaten im Labor bei Raumtemperatur. Man erkennt, daß sich die Zugfestigkeiten, abgesehen von der Serie B, kaum verändern. Im Gegensatz dazu unterliegen die Zugfestigkeiten der bei höheren Temperaturen gelagerten Proben deutlichen Veränderungen. Während die bei 80 und 40°C versiegelt gelagerten Proben zum Teil Festigkeitsgewinne aufweisen, sinkt die Zugfestigkeit der versiegelten 60°C-Proben bereits nach 3-monatiger Lagerung um 10%. Deutlichere Verluste an Zugfestigkeit weisen dagegen alle unversiegelten Proben auf. Sie betragen bei den 60°C-Proben fast 40 %. Die bei 80°C gelagerten Proben weisen möglicherweise nur deshalb einen geringeren Festigkeitsverlust auf, weil hier die Zugfestigkeit durch den Spaltzugversuch bestimmt wurde, wohingegen die Festigkeiten der 40 und 60°C-Proben im zentralen Zugversuch ermittelt wurden.

Die Ursachen für den Abfall oder Anstieg der Zugfestigkeiten wurden von den Autoren nicht diskutiert, es ist aber zu vermuten, daß der Abfall der Zugfestigkeiten bei den unversiegelten Probekörpern aus austrocknungsbedingte Mikrorißbildung (vgl. auf Kap.3) zurückzuführen ist.

1. Frage?
2. Antwort?
Untersuchungen zum Einfluß der Belastungsgeschwindigkeit auf die Zugfestigkeit (gemessen an Proben der Serie A nach 12 monatiger Lagerung bei 80°C) haben gezeigt, daß bei Erhöhung der Belastungsgeschwindigkeiten um den Faktor 1000 (gegenüber "statischen" Versuchen) mit einer Erhöhung der Zugfestigkeit um ca. 32% zu rechnen ist.

Die gleichen Autoren /9/ sowie Harada /10/ berichten auch über eine Reihe von Versuchen zur Ermittlung der Restzugfestigkeit

von kurzzeitig im Temperaturbereich von 20°C - 500°C thermisch beanspruchten Betonproben. Für ihre Untersuchungen benutzten sie Proben mit 5 cm Durchmesser und 10 cm Länge, bei einem Größtkorn von etwa 1 cm. Die Proben wurden mit 1,5°C/min aufgeheizt und ca. 1 h bei der gewählten Maximaltemperatur homogenisiert. Danach erfolgte eine langsame Abkühlung. Anschließend wurden die Festigkeiten bestimmt.

Ergebnisse der Untersuchungen für einen überwiegend quarzhaltigen Normalbeton (Zement : Zuschlag : Wasser = 1 : 4,5 : 0,60) und einen Kalksteinbeton (Zement : Zuschlag : Wasser = 1 : 4,8 : 0,68), beide mit Portlandzement (Zementgehalt jeweils 350 kg/m³) hergestellt, sind auf Bild 2.11 dargestellt. Es zeigt für die beiden Betonmischungen jeweils die Restzugfestigkeiten (ermittelt durch Spaltzugversuch) und zum Vergleich die Restdruckfestigkeiten. Man erkennt, daß sich die Druckfestigkeiten der beiden Betone im gesamten untersuchten Temperaturbereich kaum unterscheiden und daß sie durch die Temperatureinwirkung einen geringeren Abfall erleiden als die Spaltzugfestigkeiten. Beim Kiesbeton liegt der Abfall der Spaltzugfestigkeit nur geringfügig unter dem der Druckfestigkeit. Beim Kalkstein betragen die Unterschiede jedoch bis zu 35 %. Aus dem Bericht geht leider nicht hervor, wie hoch die absoluten Spaltzugfestigkeiten der Proben waren. So ist zu vermuten, daß der stärkere Abfall der Spaltzugfestigkeiten beim Kalksteinbeton möglicherweise aus einer gegenüber dem Kiesbeton sehr viel höheren Spaltzugfestigkeit bei 20°C resultiert.

*ziss.
ederich*

Über weitere Versuche zur Bestimmung der Restzugfestigkeiten wird in /11/ berichtet. Zu ihrer Ermittlung wurde ebenfalls der Spaltzugversuch herangezogen. Als Proben dienten hier Zylinder (Durchmesser 8 cm, Länge 15 cm; Mischungsaufbau: Zement : Sand : Wasser = 1 : 5,35 : 0,54; Zementgehalt = 350 kg/m³). Die Ergebnisse der Prüfungen sind zusammen mit den am gleichen Beton ermittelten Hochtemperaturdruckfestigkeiten und dem Versuchsablauf im Bild 2.12 wiedergegeben. Man erkennt, daß sich die Abminderung der Spaltzugrestfestigkeiten nur gering von der der Hochtemperaturdruckfestigkeiten unterscheidet. Oberhalb von 350°C liegt der Abfall der Spaltzugrestfestigkeit um maximal 10% unter dem der Hochtempe-

raturdruckfestigkeit. Für den Temperaturbereich 20°C bis 350°C wurde ein im Vergleich zur Hochtemperaturfestigkeit nur geringer Abfall der Restspaltzugfestigkeit ermittelt. In /12/, in der dieser Bereich besonders intensiv untersucht wurde, wurden jedoch bereits im Temperaturbereich 20°C bis 350°C deutliche Abnahmen der Spaltzugrestfestigkeiten registriert (vgl. Bild 2.13). Ein direkter Vergleich der Ergebnisse von /11/ und /12/ ist jedoch aufgrund unterschiedlicher Versuchsdurchführungen nicht möglich.

In /12/ wurden 4 verschiedene Betone aus Portlandzement und überwiegend quarzhaltigem Flußkies, deren Mischungsaufbau in Tabelle 1 angegeben ist, untersucht.

Tabelle 1: Mischungsaufbau der in /12/ verwendeten Probekörper

Mischung Nr.	W/Z	Wasser kg/m ³	Zement kg/m ³	Sand kg/m ³	Kies kg/m ³	Rohdichte kg/dm ³
1	0,5	165	330	836	1045	2,42
2	0,5	195	390	779	974	2,39
3	0,6	164	273	895	1035	2,39
4	0,6	190	317	849	1036	2,37

Die Proben wurden nach einem Tag ausgeschalt und 28 Tage bei Raumtemperatur feucht gelagert. Dann folgte eine Lagerung bei 21°C und 85 % r.F. bis zum Betonalter von 90 Tagen und die Durchführung der Referenzversuche. Anschließend wurden die Proben mit einer Aufheizgeschwindigkeit von 10°C/h auf 20°C (45% r.F.), 35°C (40% r.F.), 50°C (35% r.F.), 65°C (30% r.F.), 80°C (25% r.F.), 110°C, 200°C und 300°C aufgeheizt und 90 Tage bei den angegebenen Temperaturen und Feuchtigkeiten gelagert. Dann erfolgte eine langsame Abkühlung der Proben (10°C/h) und die Durchführung der Spaltzugversuche.

Die in Bild 2.13 angegebenen Meßergebnisse zeigen, daß insbesondere im Temperaturbereich 50 bis 60°C mit einem deutlichen Verlust an

Spaltzugfestigkeiten zu rechnen ist, der in der Spitze bis zu 40 % betragen kann. Bei Erhöhung der Temperaturen steigen die Spaltzugfestigkeiten zunächst leicht an und sinken bis zu 300°C nur noch geringfügig ab.

Ähnliche Beobachtungen wurden auch von Saemann und Wascha /13/ bei der Ermittlung der Zugfestigkeiten und Biegezugfestigkeiten an Mörtelproben (Mischungsaufbau angegeben in Gew.-%: Portlandzement / überwiegend quarzhaltiger Sand / Wasser: M1: 1 : 2 : 0,48; M2: 1 : 4,5 : 0,84) gemacht (vgl. Bild 2.14 und 2.15). Die Zugfestigkeiten wurden an "Standardmörtelbriketts" (leider wird in /13/ nicht erwähnt, ob die axiale Zugfestigkeit direkt gemessen oder durch den Spaltzugversuch bestimmt wurde) und die Biegezugfestigkeiten an 15 x 15 x 40 cm Balken im Temperaturbereich -56°C bis +230°C bei der entsprechenden Temperatur ermittelt. Die Proben waren nach dem Ausschalen 14 Tage lang feucht und anschließend 13 Tage lang unter 50 % r.F. bei Raumtemperatur gelagert. Vor Durchführung der Versuche erfolgte dann eine Lagerung der unversiegelten Proben unter 24 h bei der entsprechenden Testtemperatur.

2 Für die Zugfestigkeiten ergeben sich für den Bereich der tiefen Temperaturen Steigerungen um bis zu 40 % verglichen mit den Werten bei Raumtemperatur. Bei höheren Temperaturen, insbesondere im Bereich um 60°C, erfolgt ein starker Abfall der Zugfestigkeit. Nur bei der zementreichen Mischung steigt die Zugfestigkeit nach Durchlaufen des "Festigkeitslochs" oberhalb von 100°C wieder nahezu auf die Ausgangsfestigkeit bei 20°C an.

Ähnliche Verhältnisse ergaben sich bei der Biegezugfestigkeit (vgl. Bild 2.15). Jedoch liegt der Anstieg der Biegezugfestigkeit bei den tiefen Temperaturen deutlich über dem Anstieg der Zugfestigkeiten. Für die zementreiche Mischung (M1) ergaben sich bei -56°C um 80% höhere Biegezugfestigkeiten als bei Raumtemperatur. Bei der zementarmen Mischung wurde sogar ein Anstieg der Biegezugfestigkeiten bei -56°C um 100% registriert. Eine Temperaturerhöhung auf +40°C bis +65°C zieht eine Abminderung der Biegezugfestigkeit der zementreichen Mischung von 50% und der zementarmen Mischung von 10% nach sich. Bei weiterer Temperaturerhöhung auf

etwa 150 °C werden die Ausgangsfestigkeiten bei Raumtemperatur nahezu wieder erreicht.

Sehr umfangreiche Versuche zur Ermittlung der Zugfestigkeit von Beton wurden von Thelandersson /14/ sowohl bei hohen Temperaturen als auch im wiedererkalteten Zustand durchgeführt. Bestimmt wurde die Zugfestigkeit auch hier mit Hilfe von Spaltzugversuchen. Zur Anwendung kamen Probekörper mit 5 cm (Serie A) und 9,4 cm (Serie B) Durchmesser und 10 cm (Serie A) bzw. 18,8 cm (Serie B) Länge. Der Mischungsaufbau der Proben ist in Tabelle 2 angegeben. Als Grobzuschlag kam überwiegend quarzhaltiges, gebrochenes Gestein mit einem Größtkorn von 16 mm (Serie A) bzw. 12 mm (Serie B) zur Anwendung.

Tabelle 2: Mischungsaufbau der in /14/ verwendeten Probekörper

Mischung	W/Z	Zement : Sand : Grobzuschlag /Gew.-%/		
AI	0,68	1	: 3,15	: 4,80
AII	0,50	1	: 1,82	: 2,68
BI	0,75	1	: 3,15	: 3,85
BII	0,55	1	: 2,00	: 2,65

Die Proben wurden 1 Tag nach dem Betonieren ausgeschalt, 4 Tage in Wasser und anschließend bis zur Versuchsdurchführung nach 28 Tagen (Serie B) bzw. nach 58 - 68 Tagen (Serie A) bei 20°C und 60 % r.F. gelagert. Die 28-Tage-Würfelfestigkeiten betrugen für die mit I bezeichneten Serien ca. 25 N/mm² und für die mit II bezeichneten Serien ca. 40 N/mm².

Die Proben wurden bei den Versuchen entweder "langsam" oder "schnell" aufgeheizt. "Schnelle" Aufheizung bedeutet, daß die Proben in den auf Testtemperatur erwärmten Ofen deponiert wurden. Bei der "langsamen" Aufheizung wurden die Proben in den kalten Ofen eingesetzt. Dann wurde der Ofen, zunächst für etwa 1,5 Stunden mit halber Leistung, langsam auf die Maximaltemperatur aufgeheizt. Die maximale Aufheizungsgeschwindigkeit betrug bei schneller Aufheizung (ge-

messen auf der Oberfläche) bei der Serie B ca. $10^{\circ}\text{C}/\text{min}$, während sie bei der langsamen Aufheizung etwa $1,6^{\circ}\text{C}/\text{min}$ betrug. Bei der Serie A wurden die Aufheiz- und Abkühlgeschwindigkeiten durch eine 6 bzw. 10 mm dicke Diabaswolle zwischen etwa $20^{\circ}\text{C}/\text{min}$ und $5^{\circ}\text{C}/\text{min}$ variiert.

Die schnell aufgeheizten Proben wurden noch für etwa 4 h bei Höchsttemperatur homogenisiert. Die Abkühlung der Proben erfolgte bei "schneller" Abkühlung nach der Entnahme aus dem heißen Ofen direkt an der Atmosphäre.

Die langsam aufgeheizten Proben wurden zum Temperatúrausgleich etwa 2 h im Ofen belassen, wobei die Hälfte dieser Proben noch im heißen Zustand geprüft wurde. Dazu wurden die Proben nach der Entnahme aus dem heißen Ofen sofort in Diabaswolle verpackt und geprüft. Der Rest der Proben konnte im Ofen langsam abkühlen.

Die wichtigsten Ergebnisse der Untersuchungen sind in Bild 2.16 zusammengestellt. Es zeigt die Spaltzugfestigkeiten von im erhitzten Zustand und nach Wiedererhalten geprüften Proben der Serien BI und BII. Zunächst fällt auf, daß die Spaltzugfestigkeit (mit Ausnahme der zementarmen Mischung "BI - heiß geprüft") nach der relativ geringen Erwärmung auf 100°C auf etwa 80% des Ausgangswertes abfällt. Sie bleibt dann im Temperaturbereich 100°C bis etwa $300 - 400^{\circ}\text{C}$ auf diesem Wert. Dann sinkt die Spaltzugfestigkeit weiter ab, wobei zunächst die im Kalten geprüfte, zementreiche Mischung und dann die im Kalten geprüfte zementarme Mischung beginnend ab 300°C weitere Verringerungen der Spaltzugfestigkeiten zeigen. Bei den im erhitzten Zustand geprüften Proben ist dieser Abfall zu etwa höheren Temperaturen verschoben. Im Temperaturbereich 400 bis 600°C erfolgt ein weiterer rapider Abfall der Spaltzugfestigkeit. Auch hier erfolgt der Steilabfall in den Spaltzugfestigkeiten bei den nach Wiedererhalten geprüften Proben schon bei etwas geringeren Temperaturen. Ebenfalls scheint der Steilabfall in den Spaltzugfestigkeiten bei der zementarmen Mischung schon bei etwas geringeren Temperaturen zu beginnen.

Im Bereich $600 - 800^{\circ}\text{C}$ stellen sich Spaltzugfestigkeiten zwischen 30 und 20% des Ausgangswertes ein. Eine systematische Abhängig-

keit von dem Zementgehalt bzw. von der Prüftemperatur ist hier nicht zu erkennen.

Die Auswertung der Versuchsserien AI und AII hat darüber hinaus ergeben, daß der Verlauf der Spaltzugfestigkeit über der maximalen Ausheiztemperatur nur sehr gering von der Aufheiz- bzw. Abkühlgeschwindigkeit abhängt.

Auch scheint eine zyklische Temperierung nicht zu einer zusätzlichen Minderung der Spaltzugfestigkeit zu führen. So ermittelte Crispino /15/ ebenfalls einen Abfall der Spaltzugrestfestigkeit eines Kalksteinbetons ($W/Z = 0,4$, 400 kg Portlandzement/m³) auf 80% des Ausgangswertes nach 6 zyklischen Aufheizungen auf 300°C.

Die Ergebnisse der Untersuchungen von Thelandersson /14/, die auch Druckfestigkeitsermittlungen einschließen, lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Die Spaltzugfestigkeit nimmt mit steigender Temperatur ab, der stärkste Abfall liegt im Bereich 300 - 600°C. Oberhalb von 600°C liegen die Spaltzugfestigkeiten zwischen 20 und 30% der Ausgangswerte.
- Der Abfall der Spaltzugfestigkeiten ist nahezu unabhängig von der Aufheiz- bzw. Abkühlgeschwindigkeit, d.h. der Einfluß der Temperaturverteilung während der Aufheizung bzw. Abkühlung ist vernachlässigbar.
- Der relative Abfall der Spaltzugfestigkeiten ist geringfügig kleiner bei Betonen der höheren Festigkeitsklassen.
- Die Spaltzugrestfestigkeit (gemessen sofort nach der Abkühlung) ist etwas geringer als die im Heißen gemessene Spaltzugfestigkeit.
- Die Spaltzugrestfestigkeit nimmt mit zunehmender Nachlagerungsdauer ab.

- Bei vergleichbaren Betonzusammensetzungen ist die Abnahme der Spaltzugfestigkeit größer als die Abnahme der Druckfestigkeit.

Diese Feststellungen gelten mit Ausnahme des Temperaturbereichs $20^{\circ}\text{C} < \theta < 100^{\circ}\text{C}$, der von Thelandersson /14/ nicht speziell untersucht wurde, i.w. auch für alle anderen in der Literatur angegebenen Ergebnisse (vgl. a. /163/).

Im Bereich $20^{\circ}\text{C} < \theta < 100^{\circ}\text{C}$ ist mit einem starken Zwischenminimum der Spaltzugfestigkeiten zu rechnen (vgl. Bilder 2.10, 2.13, 2.14 und 2.15) wie es auch zum Teil bei Untersuchungen der Hochtemperaturdruckfestigkeiten /17/ beobachtet wurde.

Inwieweit diese Ergebnisse der Spaltzugfestigkeitsuntersuchungen zur Abschätzung der einaxialen Zugfestigkeit als Funktion der Temperatur herangezogen werden können, ist bisher nicht geklärt. Z.B. wird bei der Berechnung der Zugfestigkeit aus der Maximalkraft beim Spaltzugversuch nach Gl. 2.11:

$$\sigma_s = \frac{2P}{\pi \cdot l \cdot d} \quad (2.11)$$

mit: P = Maximalkraft

l = Länge des Probezylinders

d = Durchmesser des Probezylinders

vorausgesetzt, daß sich das Material elastisch verhält und spröde bricht. Dies ist jedoch für Beton nur im Temperaturbereich bis etwa 300°C als näherungsweise erfüllt anzusehen. In diesem Temperaturbereich stimmen auch in etwa die Temperaturverläufe der Biegezugfestigkeiten (bei denen hier näherungsweise exzentrischer Zug unterstellt wird) und Spaltzugfestigkeiten von Mörtel (vgl. Bild 2.14 und 2.15) recht gut überein.

Bei höheren Temperaturen nimmt erfahrungsgemäß das Arbeitsvermögen des Betons, d.h. seine Plastifizierbarkeit, zu. Die Voraussetzungen für die Anwendung von Gleichung (2.11) sind dann kaum noch als näherungsweise erfüllt anzusehen. Außerdem ist der Beton

bei diesen Temperaturen mit einer Vielzahl von Rissen (Rißbreiten $> 1\mu\text{m}$) durchsetzt (vgl. /18/), die die axiale Zugfestigkeit weiter herabmindern, d.h. daß auch die lasttragenden Flächen im Beton stark herabgemindert werden. Dies zeigen besonders deutlich Untersuchungen der Biegezugfestigkeit von Sullivan und Poucher /19/ und Zoldners /20/ an thermisch belasteten Mörtel- und Betonproben.

Sullivan und Poucher /19/ untersuchen Mörtel- und Betonbalken ($10 \times 10 \times 50,8 \text{ cm}^3$) unter einmaliger bzw. zyklischer thermischer und mechanischer Beanspruchung im Temperaturbereich 20°C bis 400°C . Insgesamt wurden für den Beton und den Mörtel je 3 Serien untersucht, die sich in der Versuchsdurchführung wie folgt unterscheiden:

- Serie I : 6-maliges zyklisches Aufheizen und Abkühlen der Proben, zwischen der maximalen Versuchstemperatur und 100°C , nach der 7. Aufheizung Bestimmung der Biegezugfestigkeit im Heißen, Gesamtversuchsdauer ca. 70 h.
- Serie II : Langsames, einmaliges Aufheizen und Abkühlen der Proben mit einer Haltezeit von ca. 15 h bei der Versuchshöchsttemperatur, nach dem Abkühlen Bestimmung der Biegezugfestigkeit, Gesamtversuchsdauer ca. 45 h.
- Serie III : Unter geringer Belastung langsames Aufheizen bis zur Versuchshöchsttemperatur, nach einer Haltezeit von ca. 20 h, langsames Aufkühlen um ca. 100°C , nach Haltezeit (ca. 2 h) erneutes Aufheizen auf Höchsttemperatur, zyklische Belastungserhöhung (zur Bestimmung der Verformungskenngrößen), erneutes mehrmaliges Abkühlen um ca. 100°C und Wiederaufheizen unter gleichzeitiger Änderung der mechanischen Belastung, schließlich Bestimmung der Biegezugfestigkeit bei Versuchshöchsttemperatur, Gesamtversuchsdauer ca. 150 h.

Die Mörtel- bzw. Betonmischungen wurden nicht variiert. Für die Herstellung der Probekörper wurden überwiegend quarzhaltige Zuschläge (Sand und Themse-Kies) verwendet. Die Zementart und der Zementgehalt sind im Bericht nicht erwähnt. Der Mischungsaufbau in Gewichtsprozenten (Zement : Zuschlag : Wasser) war wie folgt:

- Mörtel : 1 : 2,5 : 0,56
- Beton : 1 : 6,82 : 0,56.

Die Proben wurden nach 3 Tagen ausgeschalt und bis zum 7. Tag versiegelt und dann für mindestens 28 Tage bzw. bis zur Durchführung der Versuche bei 20°C und 50% r.F. gelagert.

Die Ergebnisse Biegezugfestigkeitsuntersuchungen an dem Beton sind in Bild 2.17 wiedergegeben. Am erkennt zunächst, daß die Ergebnisse insgesamt stark streuen. Die Unterschiede innerhalb einer Serie betragen bei der gleichen Temperatur bis zu 40%. Innerhalb der von den Autoren angegebenen oberen und unteren Grenzkurven läßt sich keine systematische Abhängigkeit der Biegezugfestigkeiten von der Art der Versuchsdurchführung erkennen. Offenbar ist für die Höhe der Festigkeitsminderung die Versuchshöchsttemperatur entscheidend.

Im Vergleich zu den Spaltzugfestigkeiten (vgl. Bild 2.12 und 2.16) tritt der Abfall in den Biegezugfestigkeiten bei deutlich geringeren Temperaturen ein. So beträgt die Spaltzugrestfestigkeit (vgl. Bild 2.12 und 2.16) bei 400°C noch etwa 50 bis 80% der Ausgangsfestigkeiten, während hier bei der gleichen Temperatur noch Biegezugfestigkeiten zwischen 10% und 50%, bezogen auf den Wert bei 20°C zu erwarten sind. Bei den Mörtelproben fällt der Abfall der Biegezugfestigkeiten geringer aus als bei den Betonproben. Außerdem ist das Streuband zwischen der oberen und unteren Grenzkurve sehr viel schmaler. So streuen die Werte bis 350°C nur um etwa $\pm 10\%$, wobei die untere Grenzkurve des Streubandes etwas oberhalb der oberen Grenzkurve der Betonproben liegt (vgl. Bild 2.17).

Offenbar bildet sich bei den Mörteln infolge der thermischen Beanspruchung eine günstigere Rißverteilung aus als beim Beton. Während beim Mörtel viele kleine Risse entstehen, bilden sich im Beton vorwiegend um die großen Zuschlagkörner wenige ausgedehnte Kontaktrisse, die einerseits die lasttragende Fläche in sehr viel größerem Umfang abmindern und andererseits aufgrund ihrer geringen Anzahl, statistisch gesehen, zu größeren Streuungen in ihren Auswirkungen auf die Zugfestigkeit führen.

Die Annahme, daß die Rißbildungsphänomene, die Biegezugfestigkeiten wesentlich beeinflussen, wird durch Untersuchungen von Zoldners /20/ erhärtet. Zoldners ermittelte u.a. den Einfluß des mineralogischen Charakters der Grobzuschläge, die bekanntermaßen das Ausdehnungs- und Rißverhalten am stärksten bestimmen, auf die Restdruck- und Biegezugrestdruckfestigkeit.

Für die Untersuchungen wurden balkenförmige Probekörper ($9 \times 10 \times 40,6 \text{ cm}^3$) benutzt. Der Mischungsaufbau der Proben ist in Tabelle 3 angegeben. Für alle Mischungen wurde der Zementgehalt konstant (285 kg Portlandzement pro m^3 Beton) gehalten. Der Sandanteil war aus dem gleichen Material wie der Grobzuschlag. Die Proben wurden nach 7-tägiger Feuchtelagerung in einem "trockenem" Raum bis zur Durchführung der Tests 1 Jahr lang gelagert.

Tabelle 3: Mischungsaufbau der in /20/ verwendeten Probekörper

Mischung	W/Z	Zement : Sand : Grobzuschlag /Gew.-%/			Rohdichte /kg/dm ³ /
Kiesbeton	0,62	1	: 2,80	: 4,03	2,41
Kalksteinbeton	0,65	1	: 3,23	: 3,48	2,38
Sandsteinbeton	0,69	1	: 3,02	: 3,27	2,26

Die Proben wurden in einem gasbeheizten Ofen nach der "Einheitstemperaturkurve" auf die entsprechenden Temperaturen aufgeheizt und eine Stunde lang bei der vorgewählten Temperatur gehalten.

Anschließend erfolgte eine langsame 12-stündige Abkühlung im Ofen, an die eine weitere 4-stündige Abkühlperiode in einem Exsikkator anschloß. Dann erfolgte die Bestimmung der Biegezugfestigkeit unter Dreipunktbiegung. An den Bruchstücken wurde anschließend die Restdruckfestigkeit gemessen.

Die Ergebnisse der Druck- und Biegezugprüfungen sind in Bild 2.18 zusammengestellt. Zu bemerken ist, daß sich die Restdruckfestigkeiten der verschiedenen Betone relativ gering unterscheiden. Daher wurde in Bild 2.18 nur der Mittelwert aus den drei Serien angegeben. Die Verläufe der Biegezugfestigkeiten zeigten dagegen stärkere, vom mineralogischen Charakter der Zuschläge abhängige Unterschiede. So treten beim Kalksteinbeton aufgrund verminderter Rißbildung, deutlich geringere Abminderungen in der Biegezugfestigkeit auf als bei den beiden quarzhaltigen Betonen, die aufgrund der stärkeren Ausdehnung der Zuschläge auch eine höhere Schallemissionsaktivität (vgl. /21/) aufweisen. Insgesamt zeigt sich aber auch hier die Tendenz, daß abweichend vom Verlauf der durch Spaltzugversuche ermittelten Zugfestigkeiten (vgl. Bild 2.21 und 2.16 mit 2.17 und 2.18) die Biegezugfestigkeiten stärker mit der Temperatur abnehmen als die Druckfestigkeiten. Dies gilt auch für die zentrischen Zugfestigkeiten, wie neuere Versuche von /22/ ergeben haben, wobei erstmalig die Restzugfestigkeiten von Mörteln und Betonen unter zentrischem Zug ermittelt wurden.

Die Untersuchungen von /22/ wurden an zylindrischen Probekörpern (\varnothing 8 cm, Länge 15 cm) aus verschiedenem Beton, deren Mischungsaufbau in Tabelle 4 angegeben ist, durchgeführt. Die Proben wurden mit einer konstanten Aufheizgeschwindigkeit von 2K/min, gemessen auf der Betonoberfläche, aufgeheizt, bei der Höchsttemperatur 2 h gehalten und zunächst solange geregelt mit 2K/min abgekühlt, bis die langsamere natürliche Abkühlgeschwindigkeit des Ofens erreicht wurde. Nach erfolgter Abkühlung auf Raumtemperatur wurden die Zugversuche durchgeführt.

Tabelle 4: Mischungsaufbau der in /22/ verwendeten Probekörper

Mischung	Zement- art	Zement [kg/m³]	EFA-Tüller [kg/m³]	W/Z	Zuschlag			Frischbe- ton-Roh- dichte [kg/dm³]
					Sand [kg/m³]	Kies 2-8 [kg/m³]	Kies 8-16 [kg/m³]	
Kiesbeton: NBn1	PZ 35F	344	-	0,52	557	743 ^{*)}	557	2,38
Basalt- beton:								
HHT-A	HOZ45L	365	61	0,45	594	435 ^{*)}	950	
HHT-B	HOZ45L	377	60	0,46	600	-	1400 ^{**))}	2,61
Mörtel:								
M11	PZ 35F	487	-	0,5	1460	-	-	2,19
MH13	HOZ35L	477	-	0,5	1430	-	-	2,15

*) Quarzkies der Korngruppen 2/4 und 4/8 mm

**) Basaltedelsplitt der Korngruppen 8/11, 11/16 und 16/22 mm

Zur Einleitung der Zugkräfte wurden auf den Stirnseiten der Proben 2 cm dicke Stahlplatten aufgeklebt. Die Platten waren zur Erzielung möglichst biegefreier Krafteinleitung über Stahlketten mit dem Zylinder bzw. dem Joch der Prüfmaschine verbunden. Geprüft wurde mit konstanter Lastanstiegsgeschwindigkeit, die so gewählt wurde, daß der Bruch der Probe etwa 1 Minute nach Belastungsbeginn eintrat.

Bei 20°C zeigt der Kiesbeton bezogen auf die Würfeldruckfestigkeit eine etwas geringere Zugfestigkeit als die Splittbetone. So beträgt das Verhältnis Zugfestigkeit/Würfeldruckfestigkeit beim Kiesbeton 4,35% während es bei den Splittbetonen zwischen 4,67% (Serie HHT-A) und 4,61% (Serie HHT-B) liegt. Diese Unterschiede haben i.w. drei Ursachen (vgl. auch /23/):

PZ → HOZ

- Durch die bessere Verzahnung der Splittzuschläge wird die Feinmörtelmatrix teilweise entlastet und es können höhere Zugkräfte übertragen werden.
- Bei Verwendung von Hochofenzement ist die räumliche Ausdehnung der Kontaktzone zwischen Zuschlag und dem Zementstein kleiner als bei der Verwendung von Portlandzement. Dadurch ergibt sich beim

Hochofenzementstein eine bessere Haftung zwischen Zuschlag und Zementstein.

- Die Hochofenzementsteinmatrix enthält einen geringeren Anteil des mechanisch wenig widerstandsfähigen Portlandzements und kann daher höhere Zugkräfte aufnehmen.

Die beiden letztgenannten Gründe finden auch ihre Bestätigung in der höheren Zugfestigkeit des Hochofenzementmörtels gegenüber dem Portlandzementmörtel bei 20°C (vgl. Bild 2.21). So besitzt der Hochofenzementmörtel trotz geringerer Würfeldruckfestigkeit absolut gesehen eine höhere Zugfestigkeit. Relativ zur Druckfestigkeit beträgt die Zugfestigkeit beim Portlandzementmörtel 6,04 % und beim Hochofenzementmörtel 7,00%.

Eine thermische Belastung der Betone bis etwa 100°C führt zunächst nur zu einer geringen Abnahme der Zugfestigkeit. Interessant ist in diesem Zusammenhang, daß die Bruchflächen in diesem Temperaturbereich sowohl beim Kiesbeton als auch beim Splittbeton relativ eben sind und der Bruch teilweise durch die Zuschläge verläuft.

Bei Versuchstemperaturen oberhalb von etwa 120°C treten in beiden Betonsorten erhebliche Zugfestigkeitsverluste auf. Hauptursache dafür dürfte die geringer gewordene Beanspruchbarkeit der Kontaktzone Zuschlag/Zementstein sein, denn ab etwa 120°C bilden sich sowohl beim Splittbeton als auch beim Kiesbeton relativ raue, zerklüftete Bruchflächen aus. Der Bruch verläuft nun nicht mehr durch die Grobzuschläge, sondern nahezu ausschließlich in den Kontaktzonen.

Auffällig ist weiterhin, daß der Bruch i.w. in der Kontaktzone verläuft, die sich während des Betonierens unterhalb des jeweiligen Zuschlagkorns befand, also in dem Bereich, dem man eine besonders hohe, herstellungsbedingte Porosität durch Bildung von Wasserlinsen zuschreibt.

Ein rapider Abfall der Restzugfestigkeit auf ca. 42% des Ausgangswertes, tritt beim Basaltsplittbeton schon bei 150°C auf, während der vergleichbare Zugfestigkeitsverlust beim Kiesbeton erst ab ca. 250°C auftritt. Ursache dafür dürften i.w. die Differenzen in der

thermischen Dehnung von Zementstein und Zuschlag sein. - Der Zementstein dehnt sich bis 150°C in etwa im gleichen Maße wie die Zuschläge des Kiesel aus. Ab 150°C beginnt der Zementstein zu schrumpfen und unterschreitet ab 180°C die thermische Ausdehnung des Kiesbetonzuschlages. Rapide Festigkeitsverluste aufgrund von Dehnungsdifferenzen sind für den Kiesbeton also tatsächlich erst ab 180°C zu erwarten.

Der Basaltsplittzuschlag dehnt sich bis 150°C nur etwa halb so stark aus wie der Zementstein. Mit Zugfestigkeitseinbußen aufgrund von Dehnungsdifferenzen ist somit schon bei geringeren Temperaturen zu rechnen.

Oberhalb von 150°C (Basaltsplittbeton) bzw. 250°C (Kiesbeton) nimmt die Zugfestigkeit weiter stetig ab und unterschreitet ab etwa 500°C die 10%-Grenze. Ursachen für diese weitere Abnahme der Zugfestigkeiten sind die thermischen Inkompatibilitäten (der Zementstein schrumpft - die Zuschläge dehnen sich aus) sowie Dehydratations- bzw. Zersetzungsreaktionen, die insbesondere die Kontaktzone weiter schwächen.

Zu bemerken ist noch, daß die absoluten Restzugfestigkeiten der Splittbetone und des Kiesbetons sich im Temperaturbereich > 150°C nur geringfügig unterscheiden.

Bei den Mörteln ist die Abnahme der Restzugfestigkeit mit zunehmender Temperatur offenbar aufgrund des geringeren Anteils an Zuschlägen und der geringeren räumlichen Ausdehnung der Kontaktzonen sowie einer günstigeren Rißverteilung (vgl. a. /19, 21/) im Vergleich zum Beton) zu höheren Temperaturen verschoben.

Zur Klärung des tatsächlichen Verhaltens der Zugfestigkeiten bei hohen Temperaturen sind nach den vorliegenden Erfahrungen und Erkenntnissen weitere Versuche dringend erforderlich. Darüber hinaus müßte ebenfalls experimentell untersucht werden, wie sich die Hochtemperaturzugfestigkeit bzw. die Zugrestfestigkeit bei unter Last aufgeheizten Proben verhält, denn wie die Erfahrung lehrt (vgl. /16/ und /17/), kann sich das Festigkeits- bzw. Verformungsverhalten von unter Last aufgeheizten Proben deutlich von unbelastet aufgeheizten Proben unterscheiden.

2.3 Literatur über die Zugfestigkeit

- /1/ Eibl, J.; Iványi, G.: Studie zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton, Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 260, Verlag Wilh. Ernst & Sohn KG, Berlin-München-Düsseldorf, 1976.

- /2/ Heilmann, H.G.; Hilsdorf, H.; Finsterwalder, K.: Festigkeit und Verformung von Beton unter Zugspannungen. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 203, Verlag Wilh. Ernst & Sohn, Berlin, 1969.

- /3/ Vasilev, A.P.; Bulgakov, V.S.; Rusanova, L.P.: Mechanische Kennwerte natürlich erhärtender hochfester Betone der Klassen 600 bis 800. Wiss. Z. Techn. Univers. Dresden, Vol. 17, Heft 6, pp. 1533 - 1534, 1968.

- /4/ Pisanko, G.N.: Untersuchung des Zerstörungsprozesses von hochfestem Beton unter Belastung. Wiss. Z. Techn. Univers. Dresden, Vol. 17, Heft 6, pp. 1535-1537.

- /5/ Kadlecěk, V.; Spetla, Z.: Neue Prüfmethode und Beziehungen zwischen der Zugfestigkeit und anderen Festigkeiten des Betons. Wiss. Z. Techn. Univers. Dresden, Vol. 17, Heft 6, pp. 1550-1552.

- /6/ Spetla, Z.; Kadlecěk, V.: Einfluß der Schlankheit, Größe und Gestalt der Probekörper auf die Zugfestigkeit des Betons, Wiss. Z. Techn. Univers. Dresden, Vol. 17, Heft 6, pp. 1552 - 1554.

- /7/ Kordina, K.; Lewandowski, R.: Einfluß des Zuschlaggesteins und der Kornzusammensetzung auf die Verformbarkeit von Straßenbeton unter Biegebeanspruchung, Forschungsarbeiten aus dem Straßenwesen, Heft 67, Kirschbaum-Verlag, Bad Godesberg, 1967.

- /8/ Chen, W.F.; Bazant, Z.P.; Buyukozturk, O.; Chang, T.Y.; Darwin, D.; Liu, T.C.Y.; Willam, K.J.: Constructive Relations and Failure Theories (Chapter 2), State-of-the-Art Report on Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Structures, Special ASCE Task Committee on Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Structures of the Structural Division Committee on Masonary Structures, June 1981.

- /9/ Harada, T.; Takeda, J.; Yamane, S.; Furumura, F.: Strength, Elasticity and Thermal Properties of Concrete Subjected to Elevated Temperature, American Concrete Institute, Seminar on Concrete for Nuclear Reactors, West Berlin, October 1970.

- /10/ Harada, T.: Fire Resistant Properties of Concrete with Varying Rock Characters of Aggregate (private Communication).

- /11/ Diederichs, U.: Untersuchungen zum Verbund zwischen Stahl und Beton bei hohen Temperaturen, Diss. TU Braunschweig, 1982.

- /12/ Kasami, H.; Okuna, T.; Yamane, S.: Properties of Concrete Exposed to Sustained Elevated Temperature, Transactions of the 3rd International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology, London, 1 - 5 September 1975, Vol. H, Paper H1/5, London, 1975.

- /13/ Saemann, J.C.; Washa, G.W.: Variation of Mortar and Concrete Properties with Temperature, Journal of the American Concrete Institute, Title No. 54-20, pp. 385 - 395, Detroit, Nov.1957.

- /14/ Thelandersson, S.: Effect of High Temperatures on Tensile Strength of Concrete. Lund Inst. of Technology, Division of Structural Mechanics and Concrete Constructions, Lund (Sweden), Neostyled, pp. 27, Od. 1971 (s.a.: Nordisk Betong, No. 2, pp. 1 - 28, 1972).

- /15/ Crispino, E.: Studies of Technology of Concretes under Thermal Conditions, American Concrete Seminar "Concrete for

Nuclear Reactors", Berlin, 5 - 9 October, 1970

- /16/ Schneider, U.: Effect of Fire on Concrete, RILEM Committee 44 PHT, Draft: Paper I, May 1981 (unpublished).
- /17/ Schneider, U.; Diederichs, U.; Rosenberger, W.; Weiß, R.: Hochtemperaturverhalten von Festbeton, Sonderforschungsbereich 148, Arbeitsbericht 1978-1980, Teil II, B3-1-142, Technische Universität Braunschweig, 1980.
- /18/ Schneider, U.; Diederichs, U.; Hinrichsmeyer, K.: Nachweis von Strukturveränderungen beim Erhitzen von Zementstein und Mörtel durch Quecksilberporosimetrie, TIZ-Fachberichte, pp. 102 - 109, Vol. 107 (1983), Coburg, Februar 1983.
- /19/ Sullivan, P.J.; Poucher, M.P.: The Influence of Temperature on the Physical Properties of Concrete and Mortar in the Range 20°C to 400°C. Symposium on Effects of Temperature on Concrete, SP-25, pp. 103-135, American Concrete Institute, Detroit, 1971.
- /20/ Zoldners, N.G.: Effect of High Temperatures on Concretes Incorporating Different Aggregates, ASTM Proceedings, Vol. 60, 1960.
- /21/ Schneider, U.; Rosenberger, W.; Diederichs, U.: Untersuchungen der Rißkinetik in Beton durch Schallemissionsanalyse, Mitteilungsblatt für die amtliche Materialprüfung in Niedersachsen, Vol. 20/21 (1980/81), Bad Harzburg, 1981.

- /22/ Diederichs, U.: Untersuchungen zur Restzugfestigkeit von Mörtel und Beton nach Einwirkung hoher Temperaturen, Bericht aus dem Teilprojekt B3 des Sonderforschungsbereichs 148 "Brandverhalten von Bauteilen" der TU Braunschweig, Jan. 1983 (unveröffentlicht).
- /23/ Rehm, G.; Diem, P.; Zimbelmann, R.: Technische Möglichkeiten zur Erhöhung der Zugfestigkeit von Beton, Schriftenreihe des DAfStb, Heft 283, Berlin 1977.

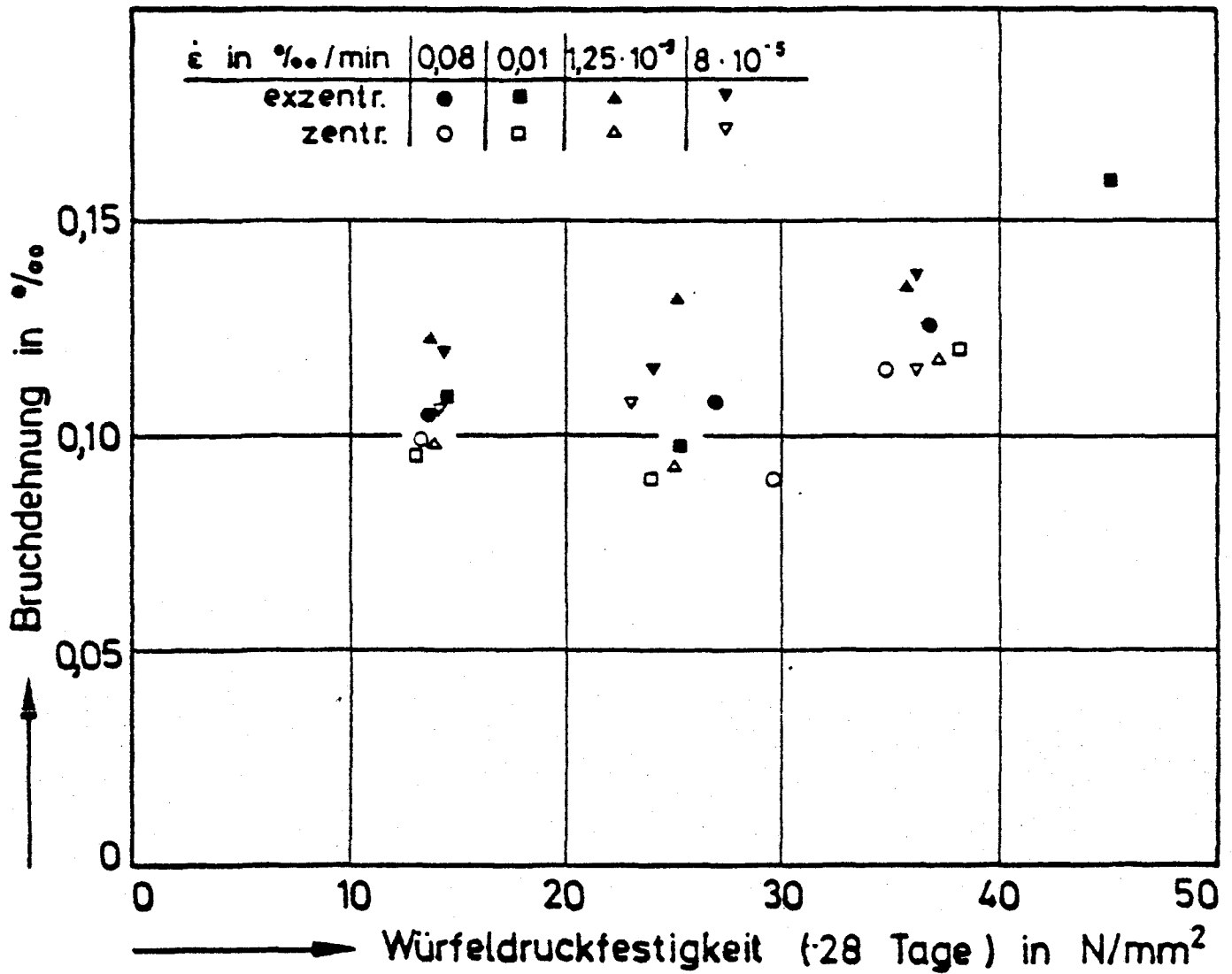


Bild 2.1 : Abhängigkeit der Bruchdehnung unter Zugbeanspruchung von der Würfeldruckfestigkeit (nach /2/)

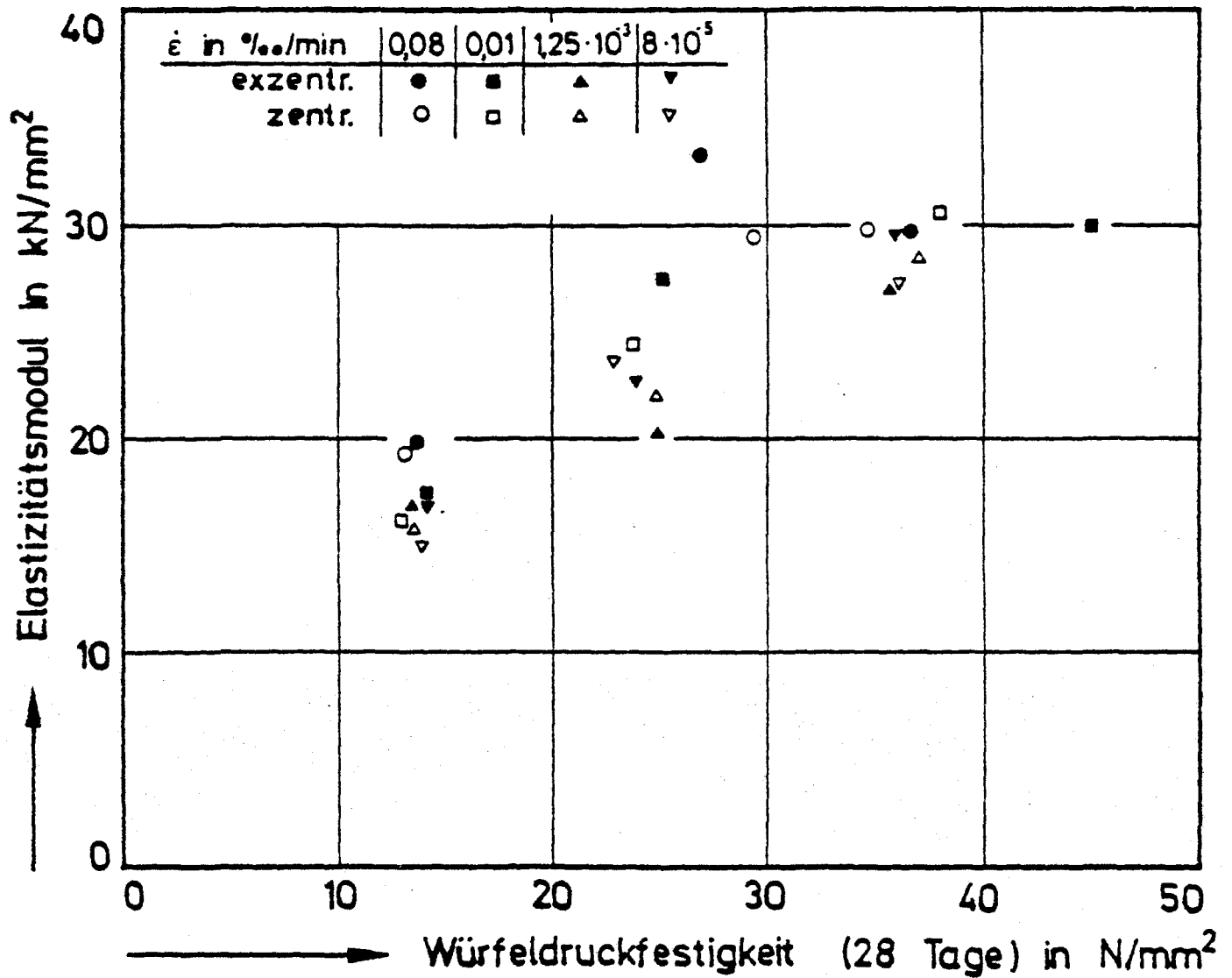


Bild 2.2 : Abhängigkeit des E-Moduls unter Zugbeanspruchung von der Würfeldruckfestigkeit (nach /2/)

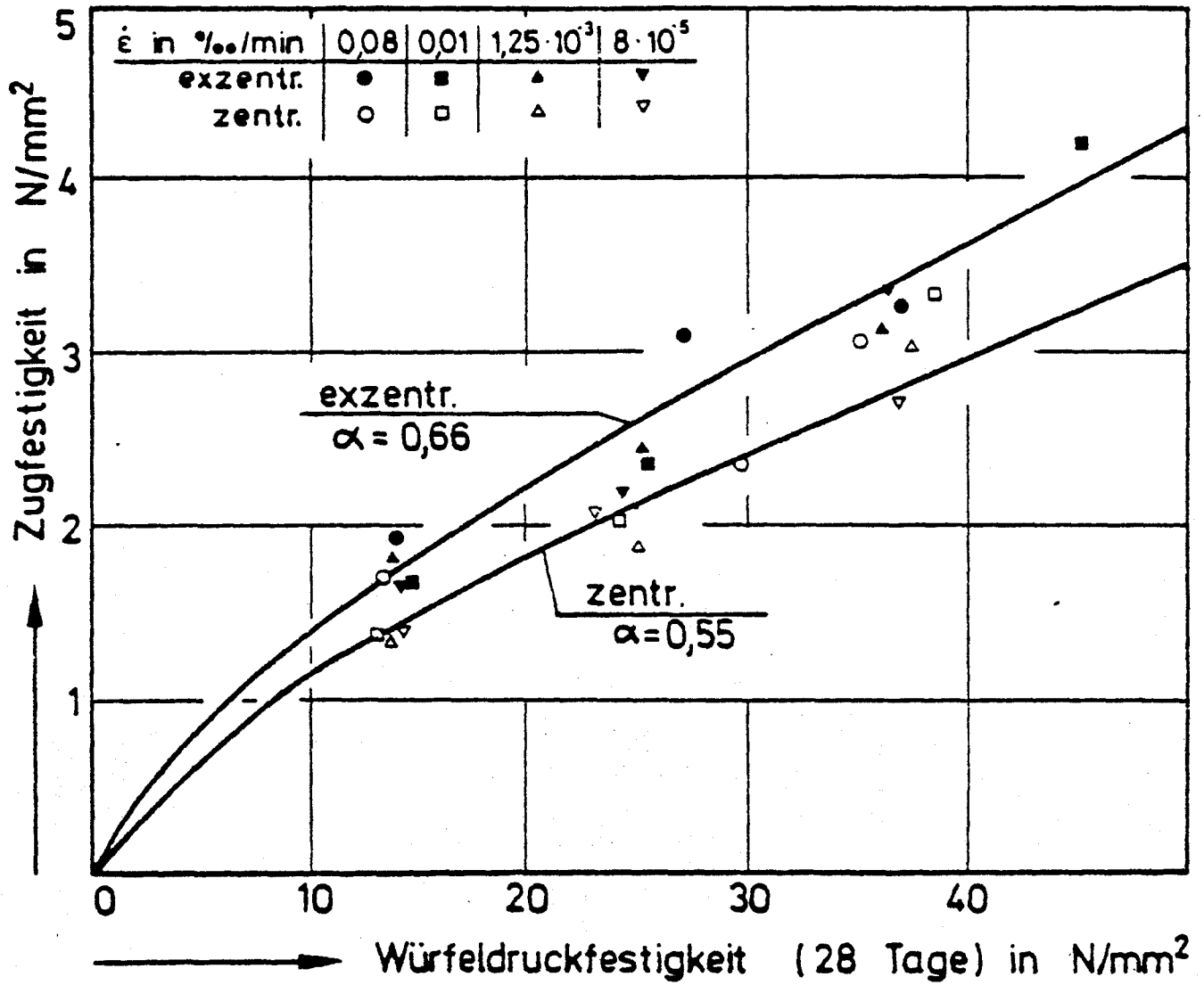


Bild 2.3 : Abhängigkeit der axialen Zugfestigkeit von der Würfeldruckfestigkeit (nach /2/)

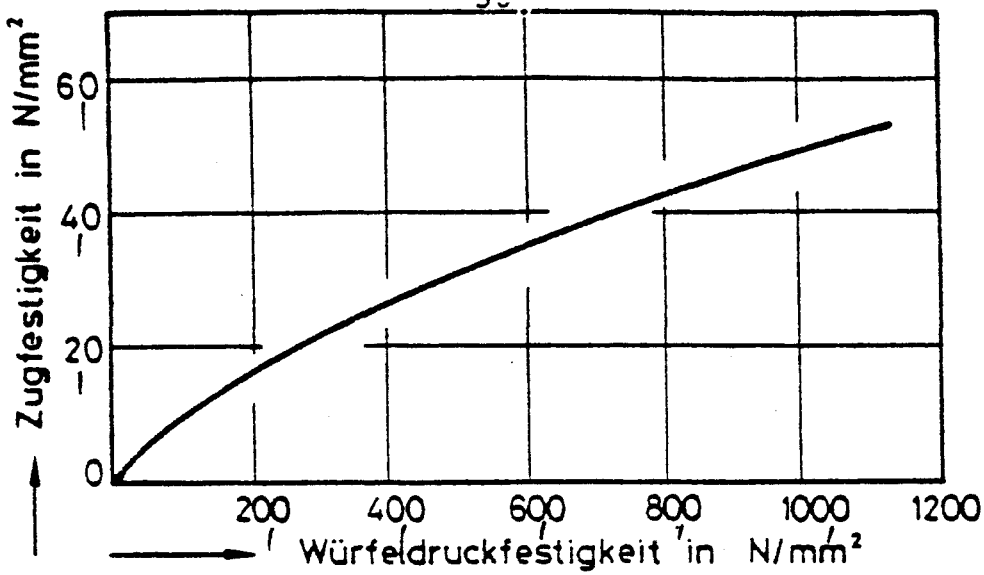


Bild 2.4 : Abhängigkeit der Zugfestigkeit von der Würfel-
druckfestigkeit (nach /4/)

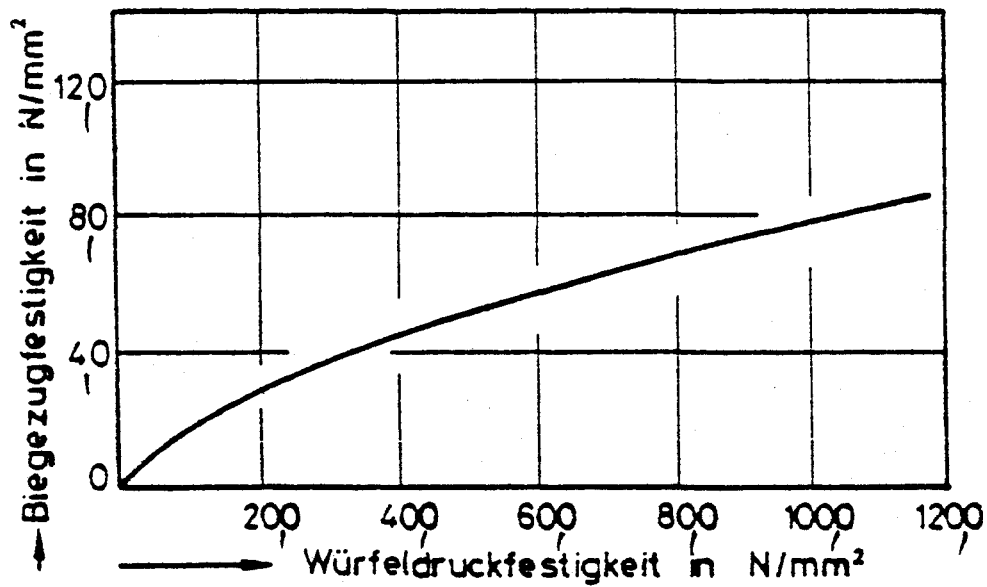


Bild 2.5 : Abhängigkeit der Biegezugfestigkeit von der
Würfeldruckfestigkeit (nach /4/)

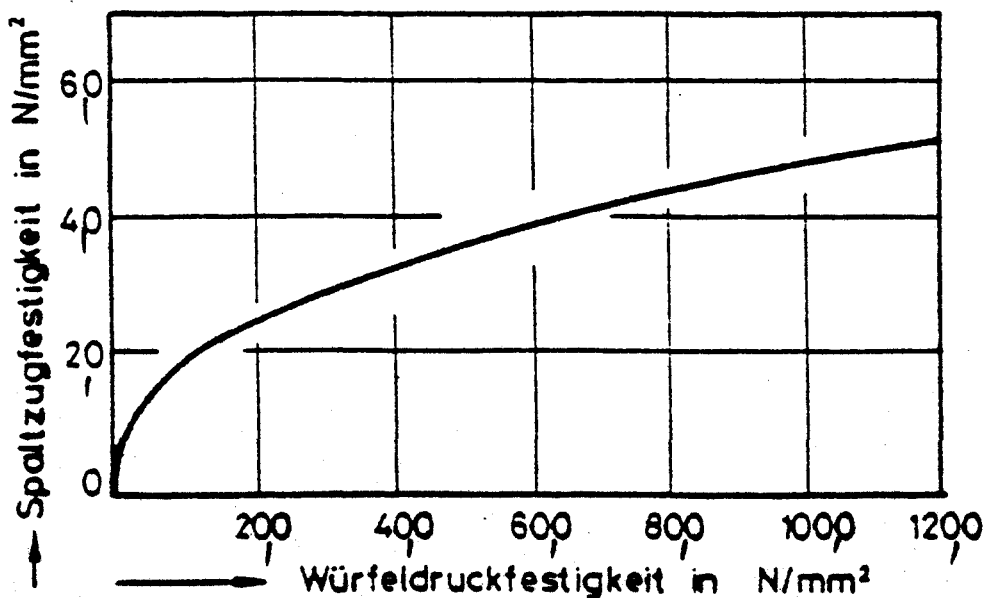


Bild 2.6 : Abhängigkeit der Spaltzugfestigkeit von der
Würfeldruckfestigkeit (nach /4/)

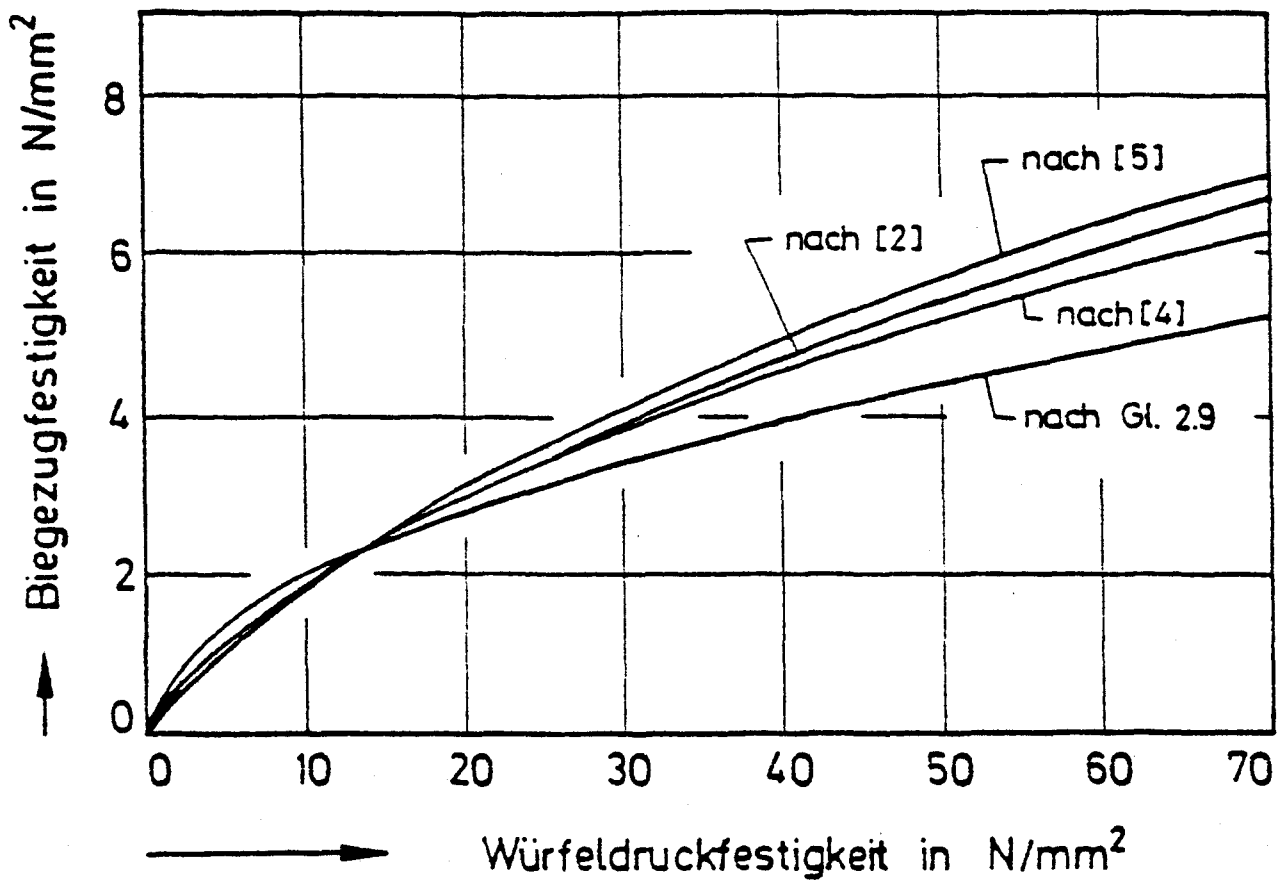


Bild 2.7 : Beziehungen zwischen der Biegezugfestigkeit und der Würfeldruckfestigkeit

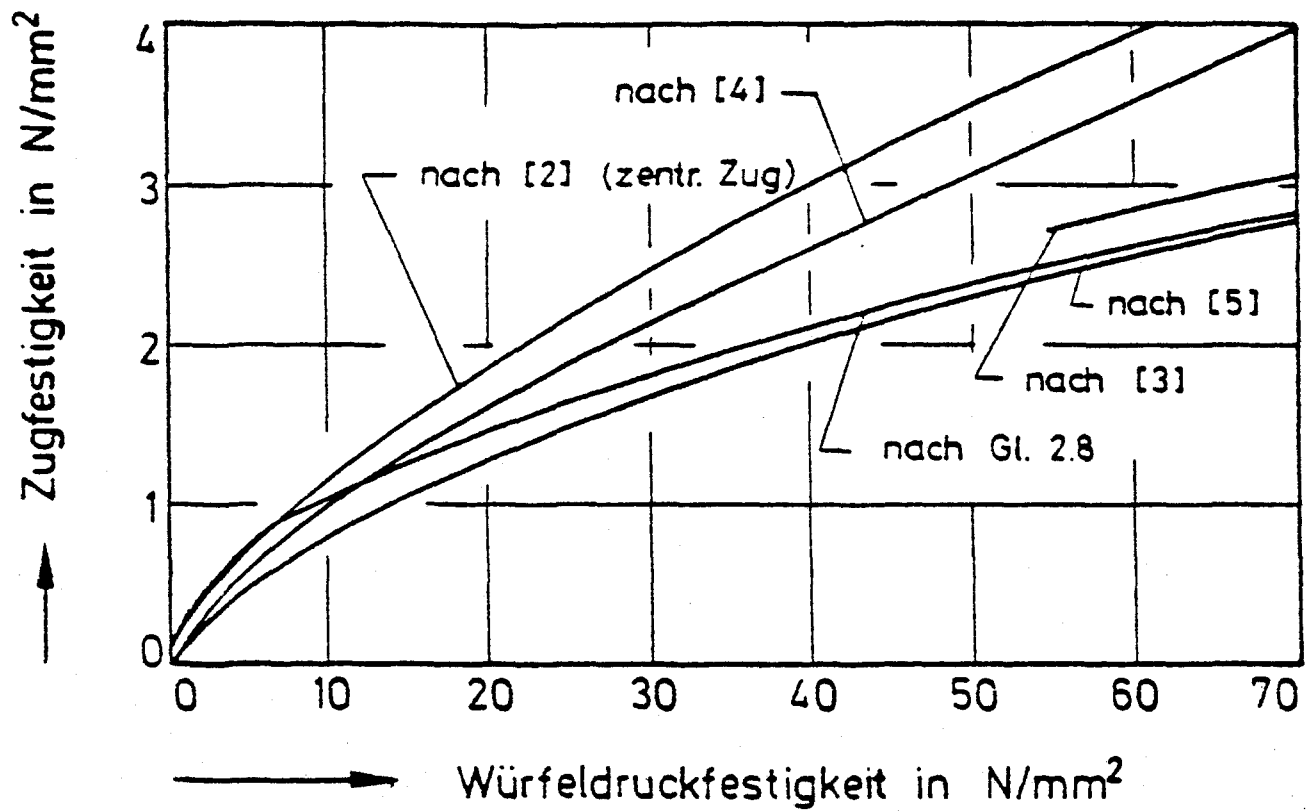


Bild 2.8 : Beziehungen zwischen der axialen Zugfestigkeit und der Würfeldruckfestigkeit

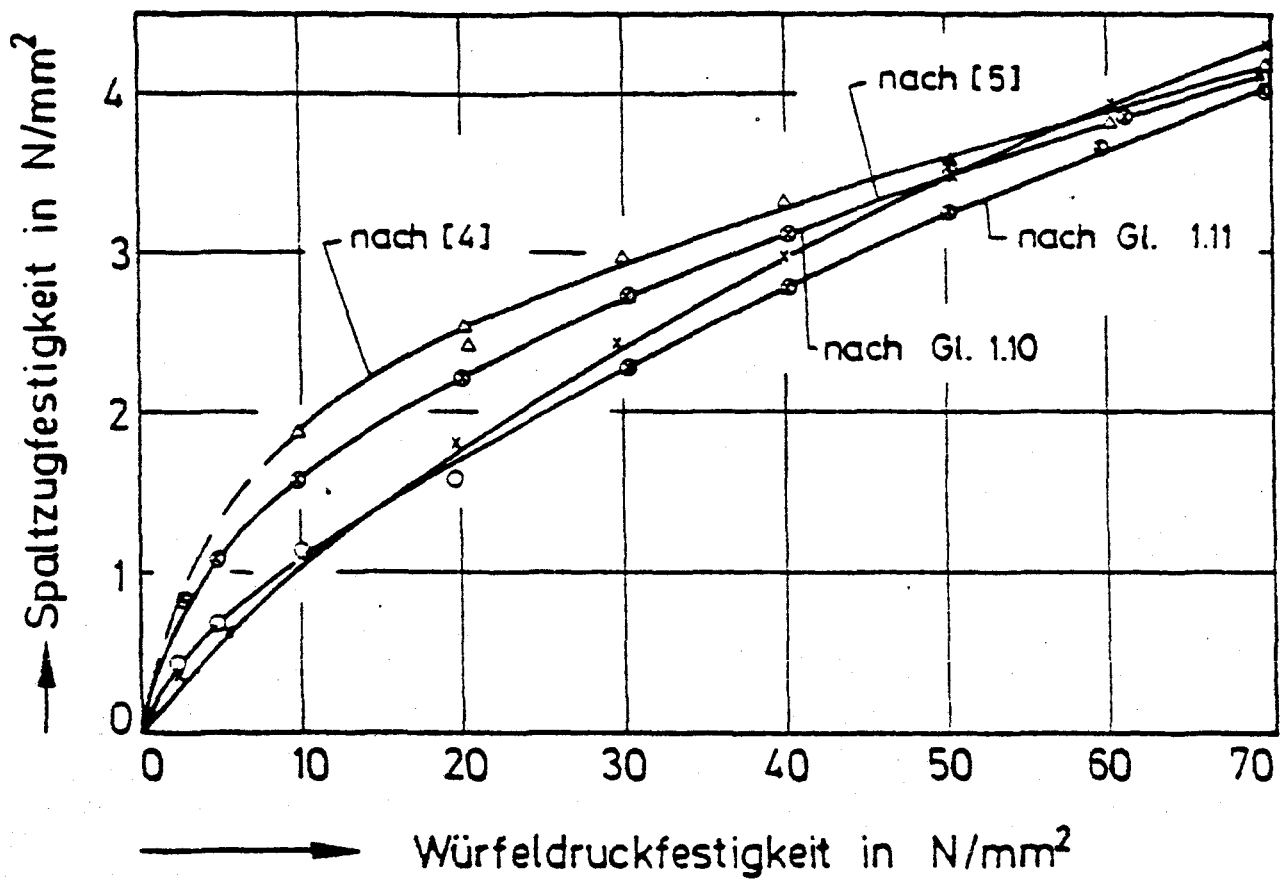


Bild 2.9 : Beziehungen zwischen der Spaltzugfestigkeit und der Würfeldruckfestigkeit

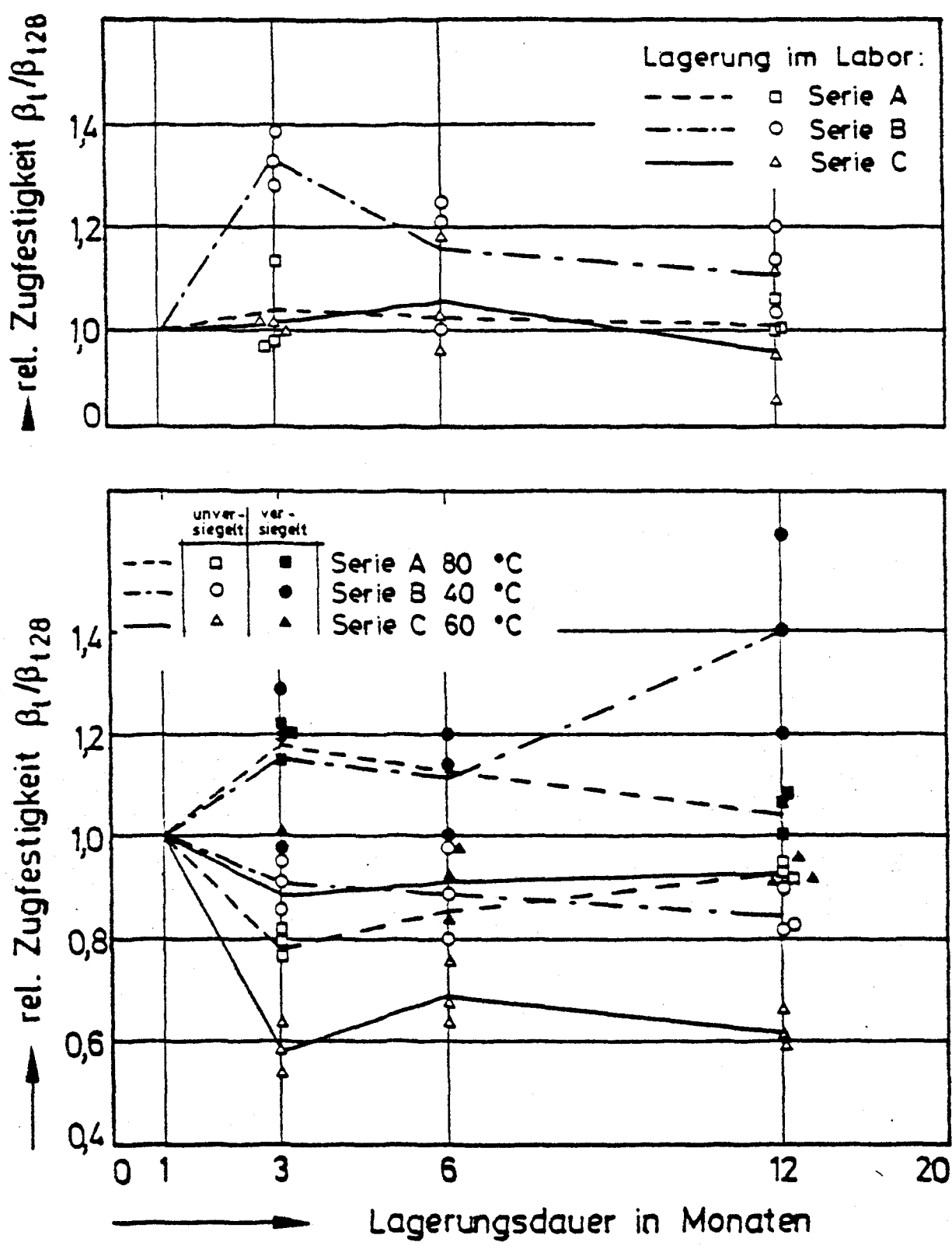


Bild 2.10: Relative Zugfestigkeiten von Kiesbeton unter Langzeittemperaturbeanspruchung (nach /9/)

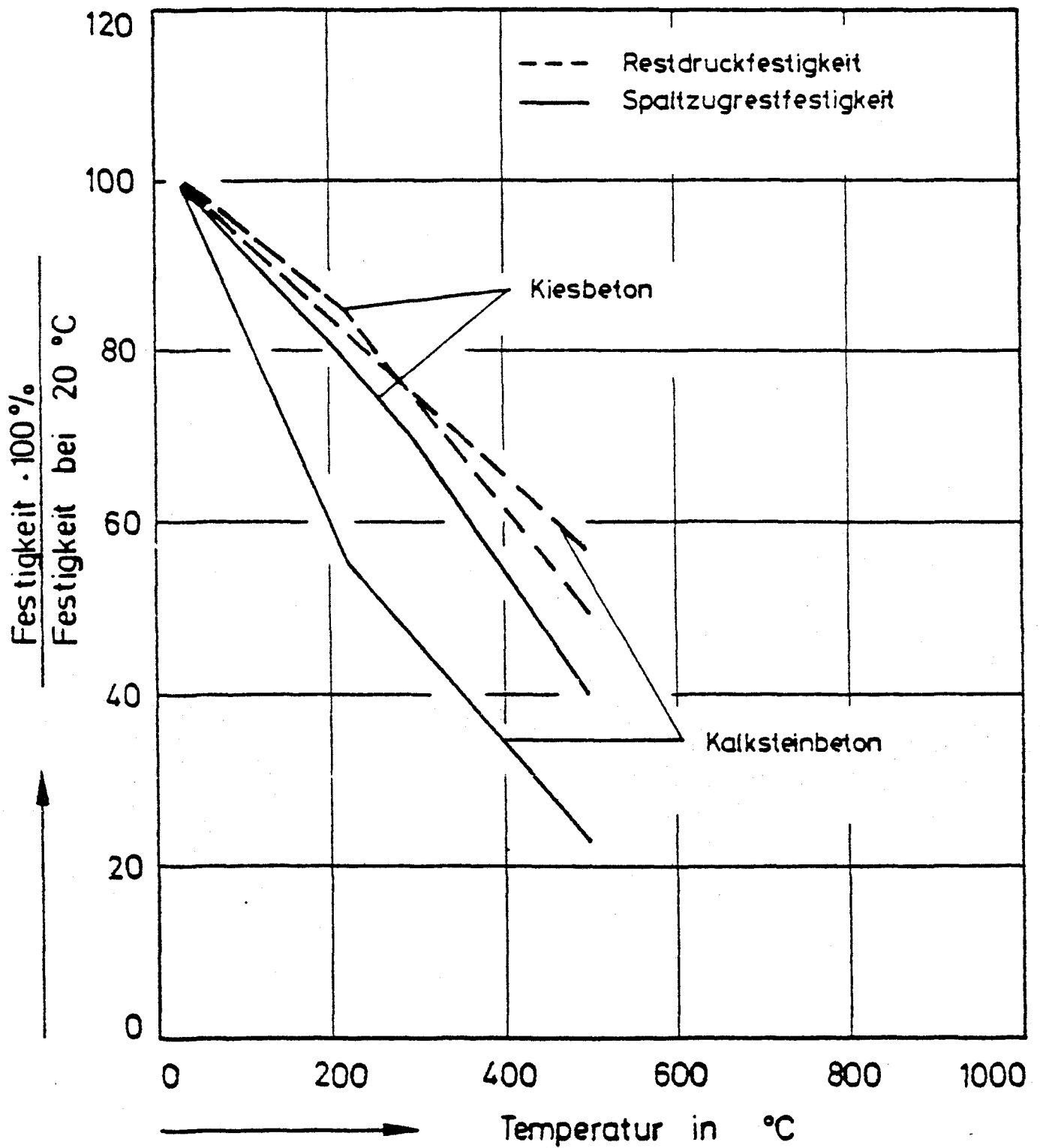


Bild 2.11 : Spaltzugrestfestigkeit und Restdruckfestigkeit von Kiesbeton und Kalksteinbeton (nach /9, 10/)

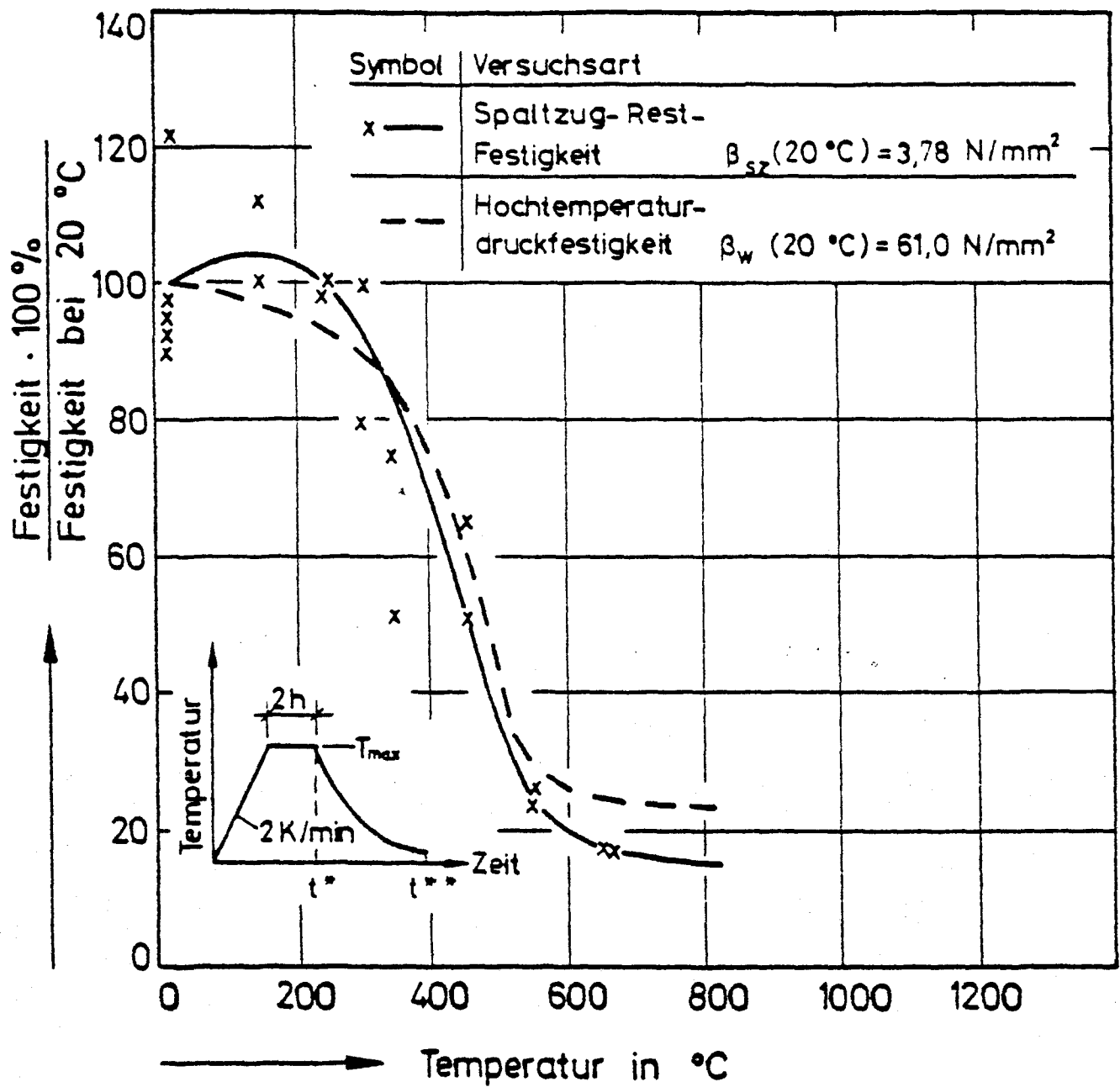


Bild 2.12 : Spaltzugrestfestigkeit von Kiesbeton im Vergleich zur Hochtemperaturdruckfestigkeit (zur Zeit t^* erfolgte die Ermittlung der Hochtemperaturdruckfestigkeit und zur Zeit t^{**} die Ermittlung der Spaltzugrestfestigkeit) (nach /11/)

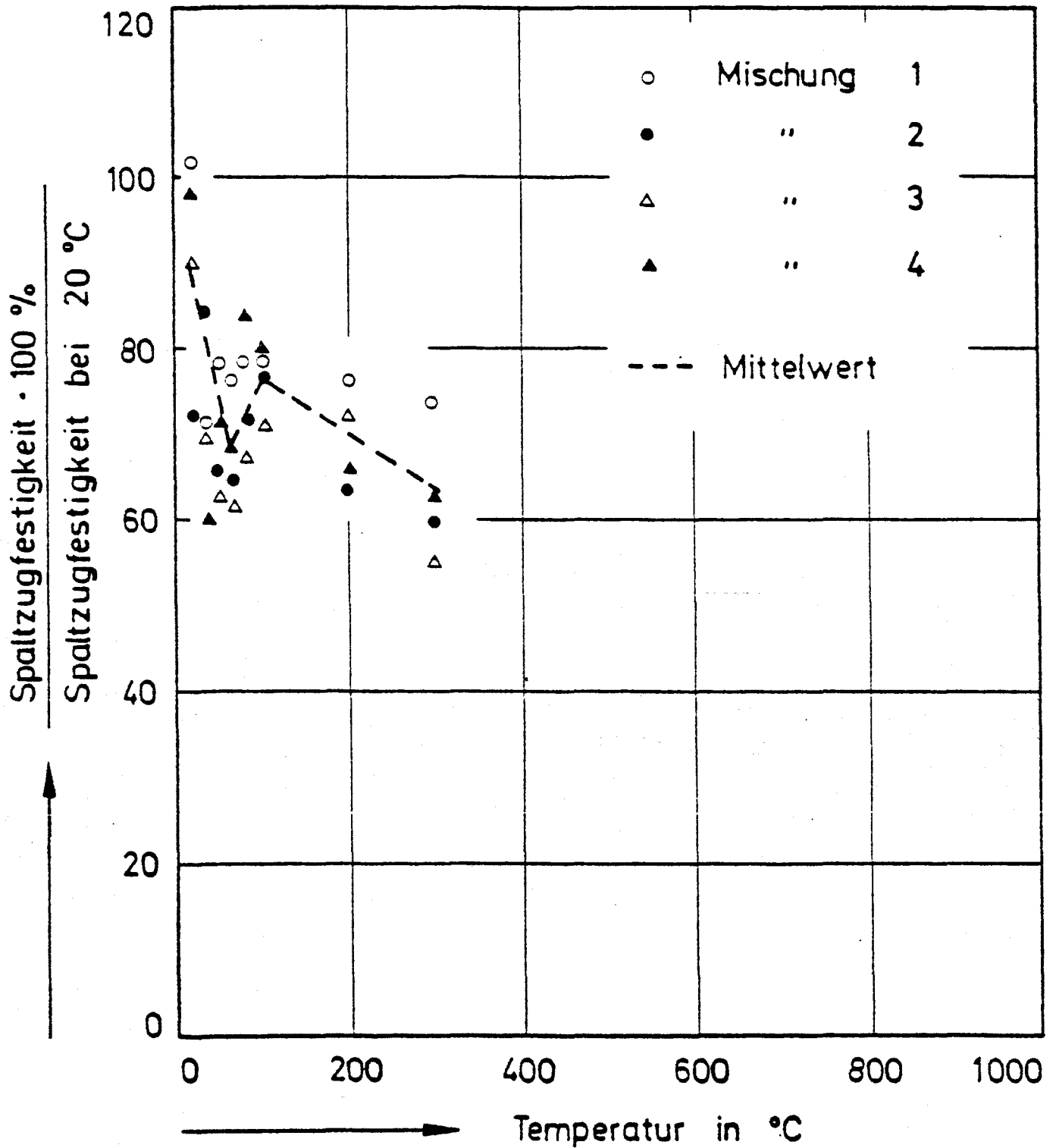


Bild 2.13 : Einfluß des Mischungsaufbaus auf die Spaltzugfestigkeit von Kiesbeton (nach /12/)

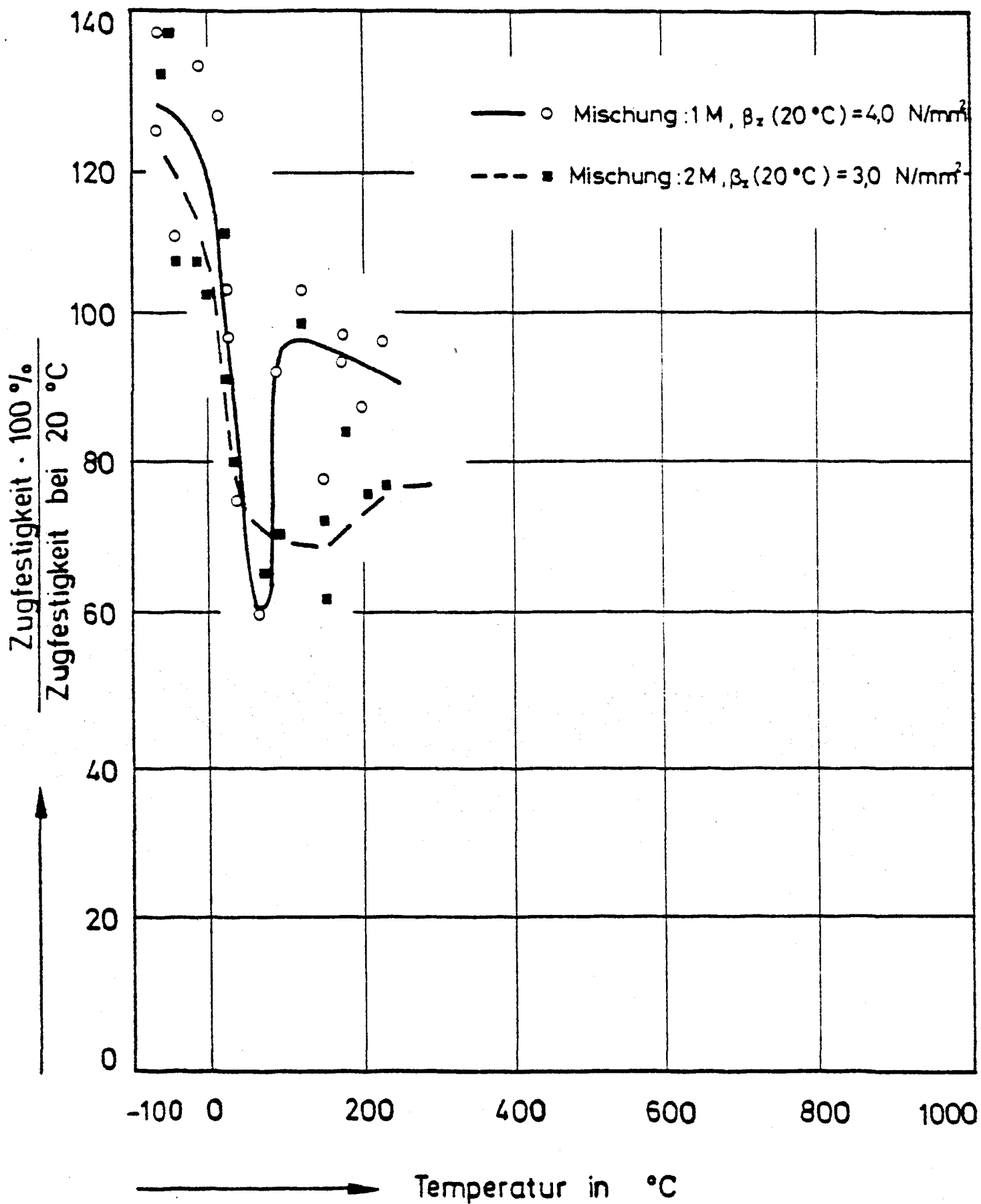


Bild 2.14 : Zugfestigkeit von Mörtel und Beton in Abhängigkeit von der Temperatur (nach /13/)

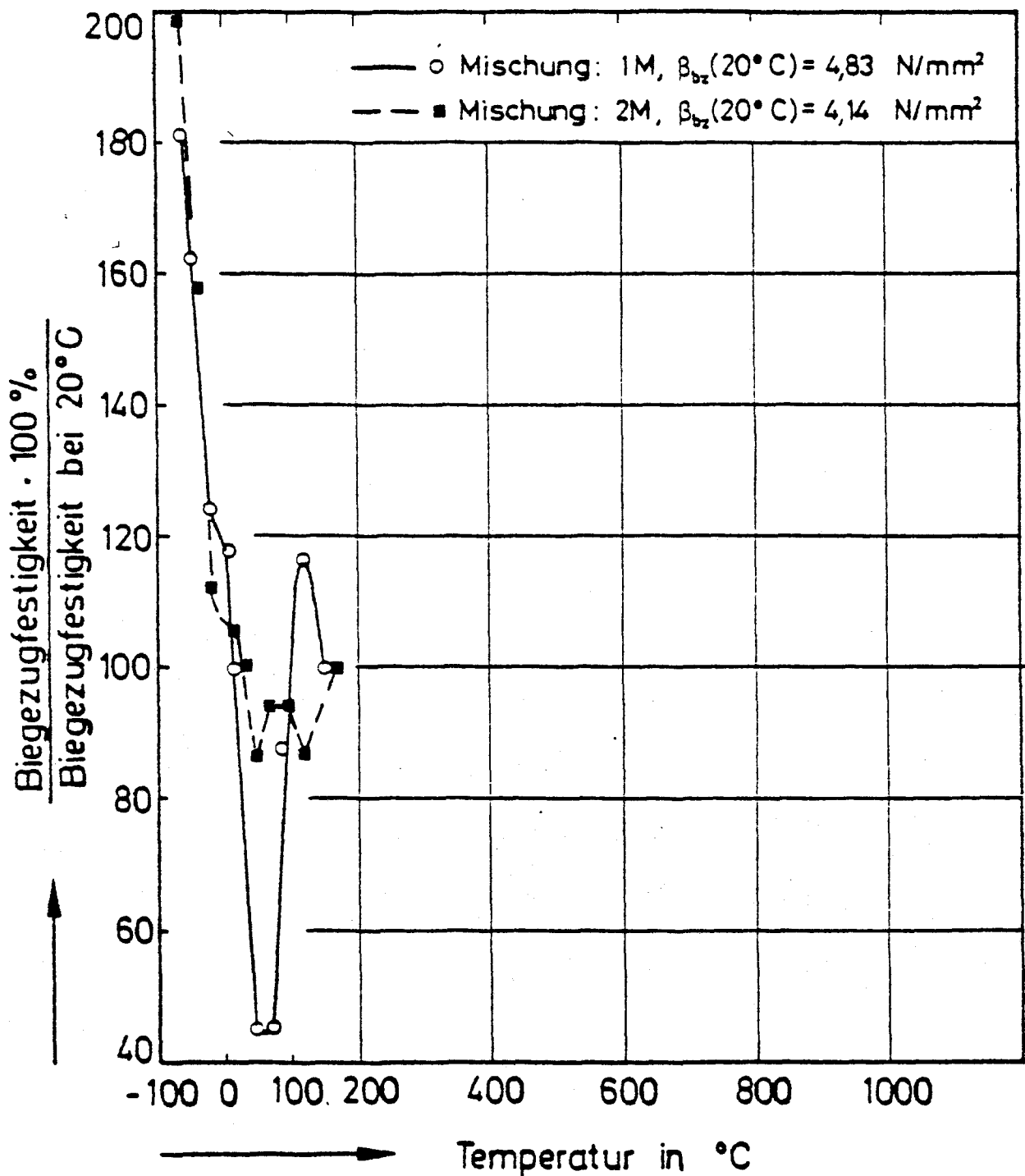


Bild 2.15 : Biegezugfestigkeit von Mörtel und Beton in Abhängigkeit von der Temperatur (nach /13/)

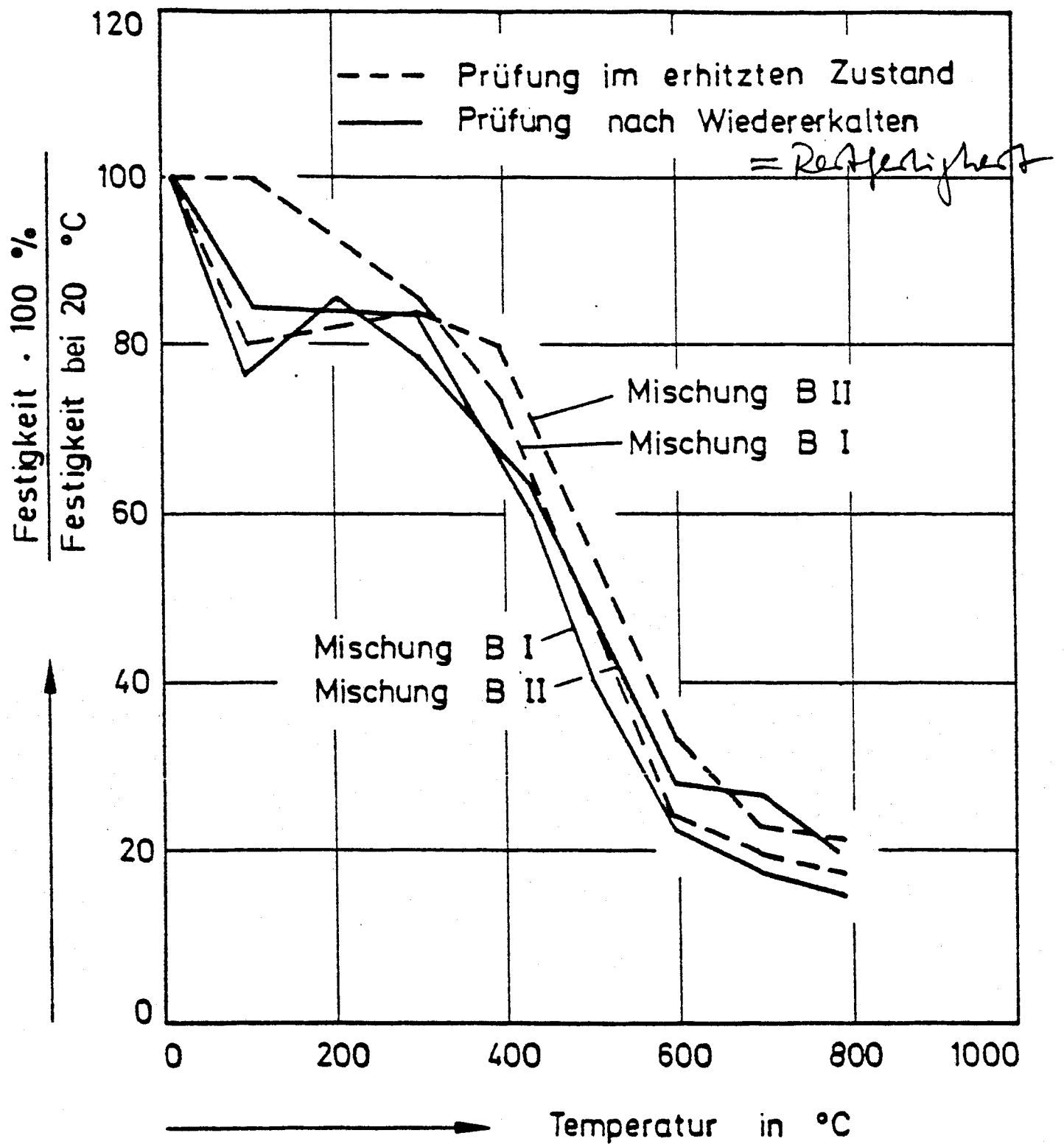


Bild 2.16 : Spaltzugfestigkeit von Beton ermittelt im erhitzten Zustand und nach Wiederabkühlung (nach /14/)

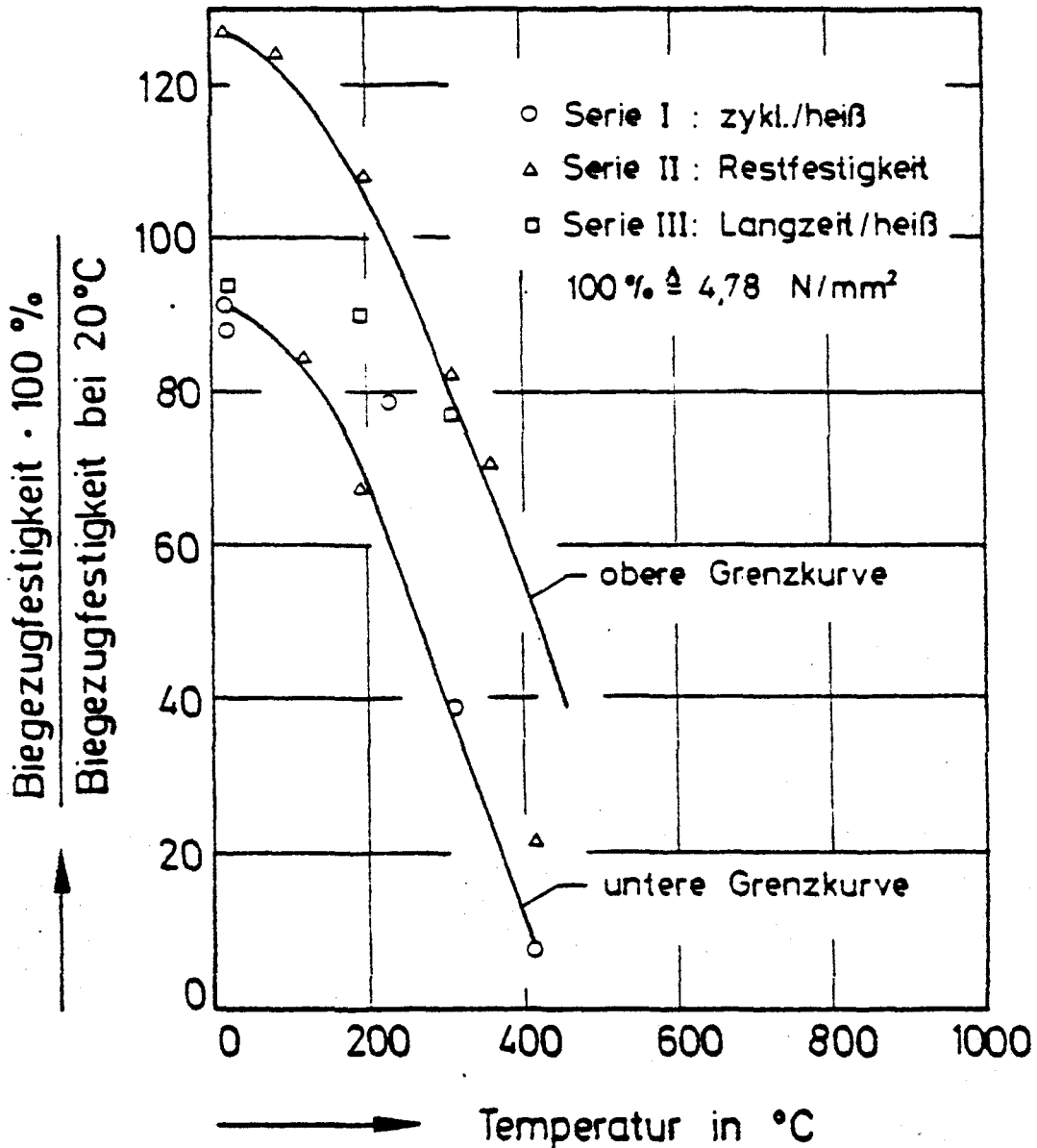


Bild 2.17 : Biegezugfestigkeit von Beton in Abhängigkeit von der Versuchshöchsttemperatur nach unterschiedlichen thermischen Beanspruchungszyklen (nach /19/)

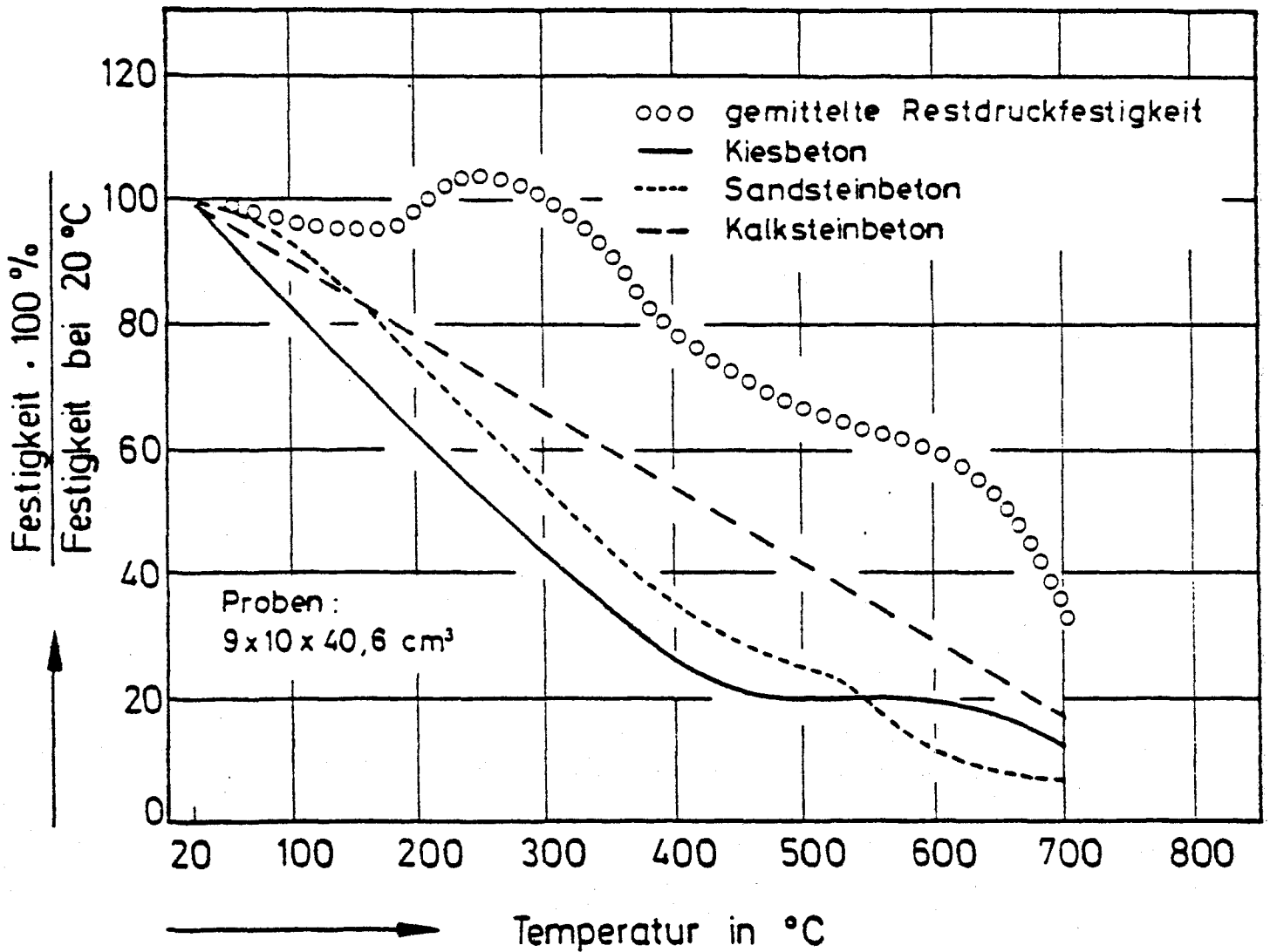


Bild 2.18 : Einfluß des mineralogischen Charakters der Zuschläge auf die Biegezugrestfestigkeit von Beton nach thermischer Beanspruchung (nach /20/)

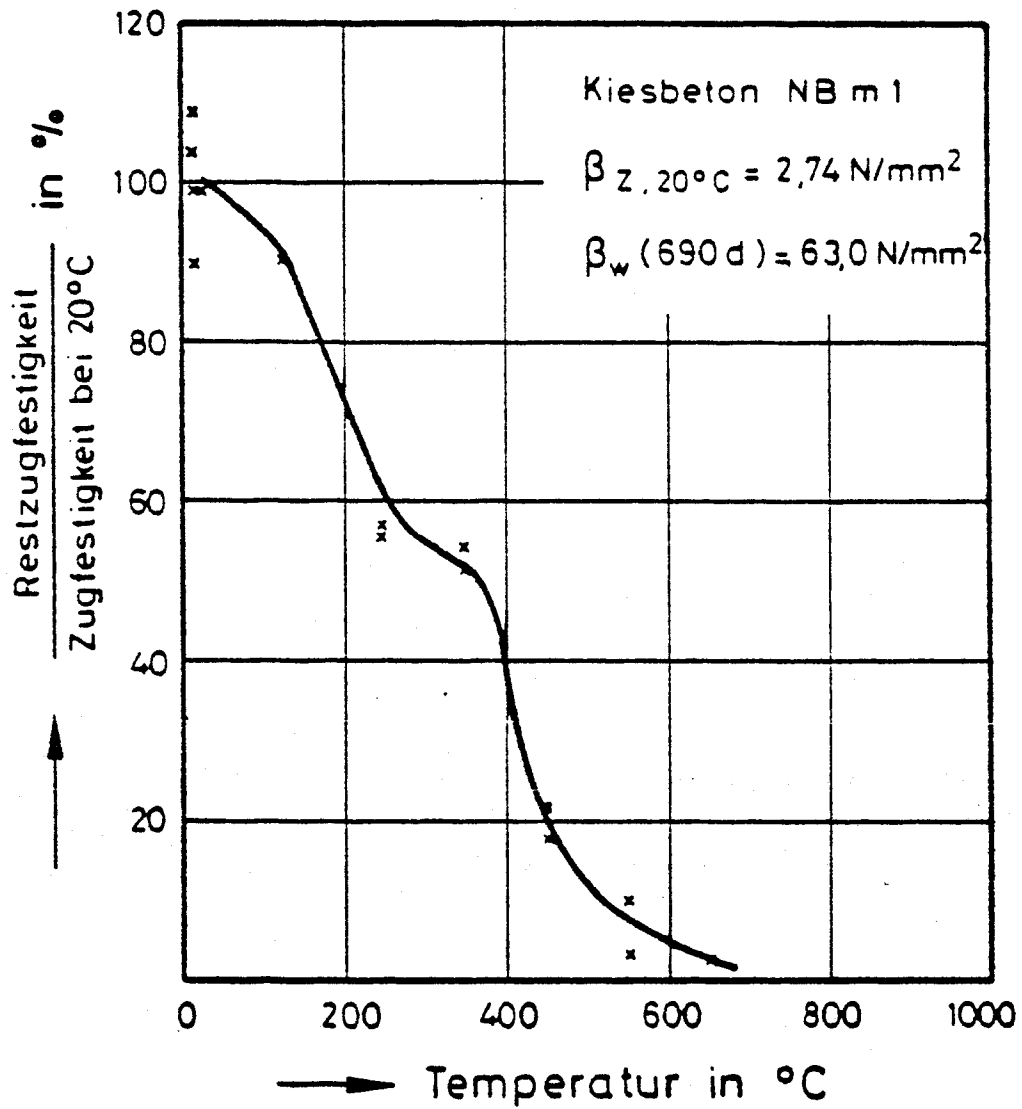


Bild 2.19 : Restzugfestigkeit von zentrisch gezogenem Kiesbeton in Abhängigkeit von der Temperatur (nach /22/)

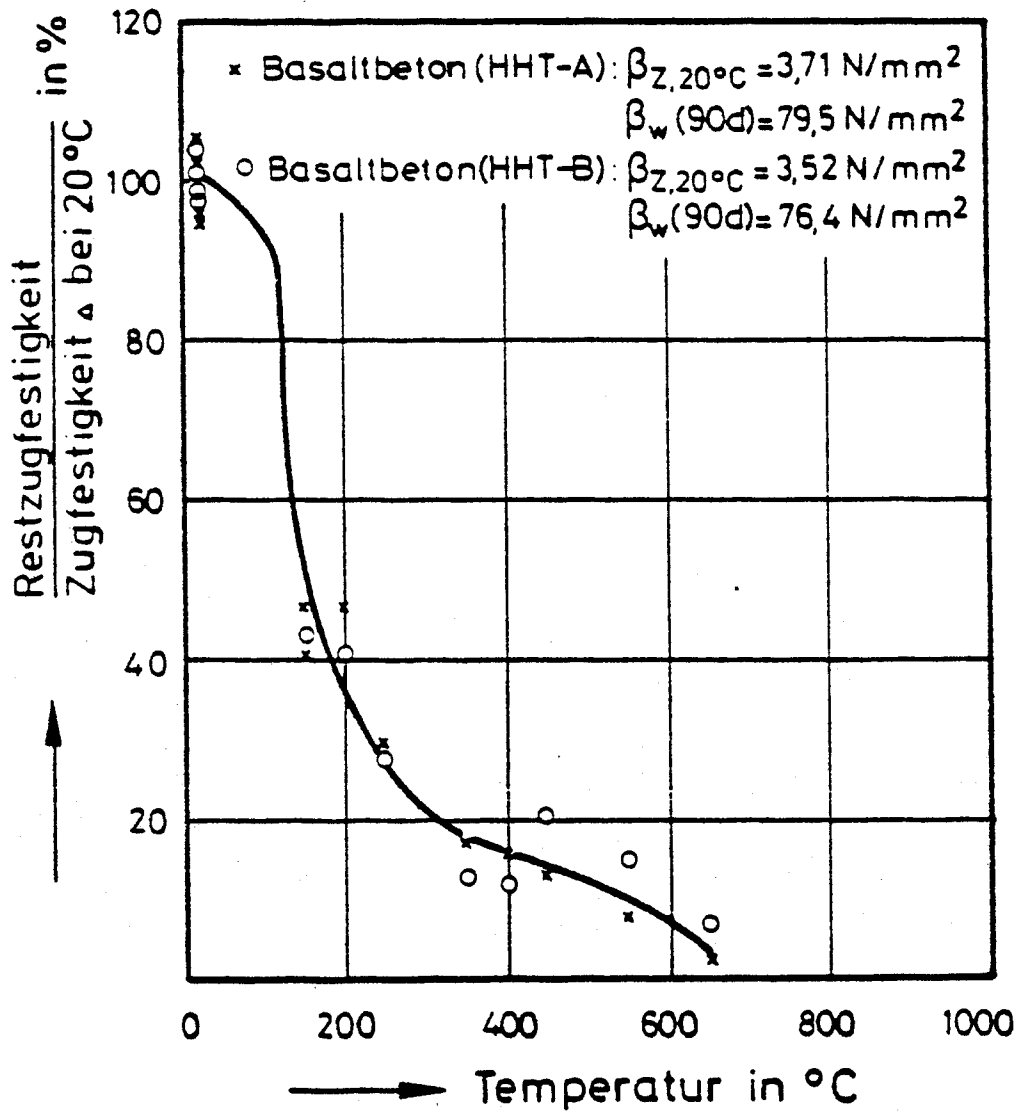


Bild 2.20 : Restzugfestigkeiten zentrisch gezogener Basalt-splittbetone in Abhängigkeit von der Temperatur (nach /22/)

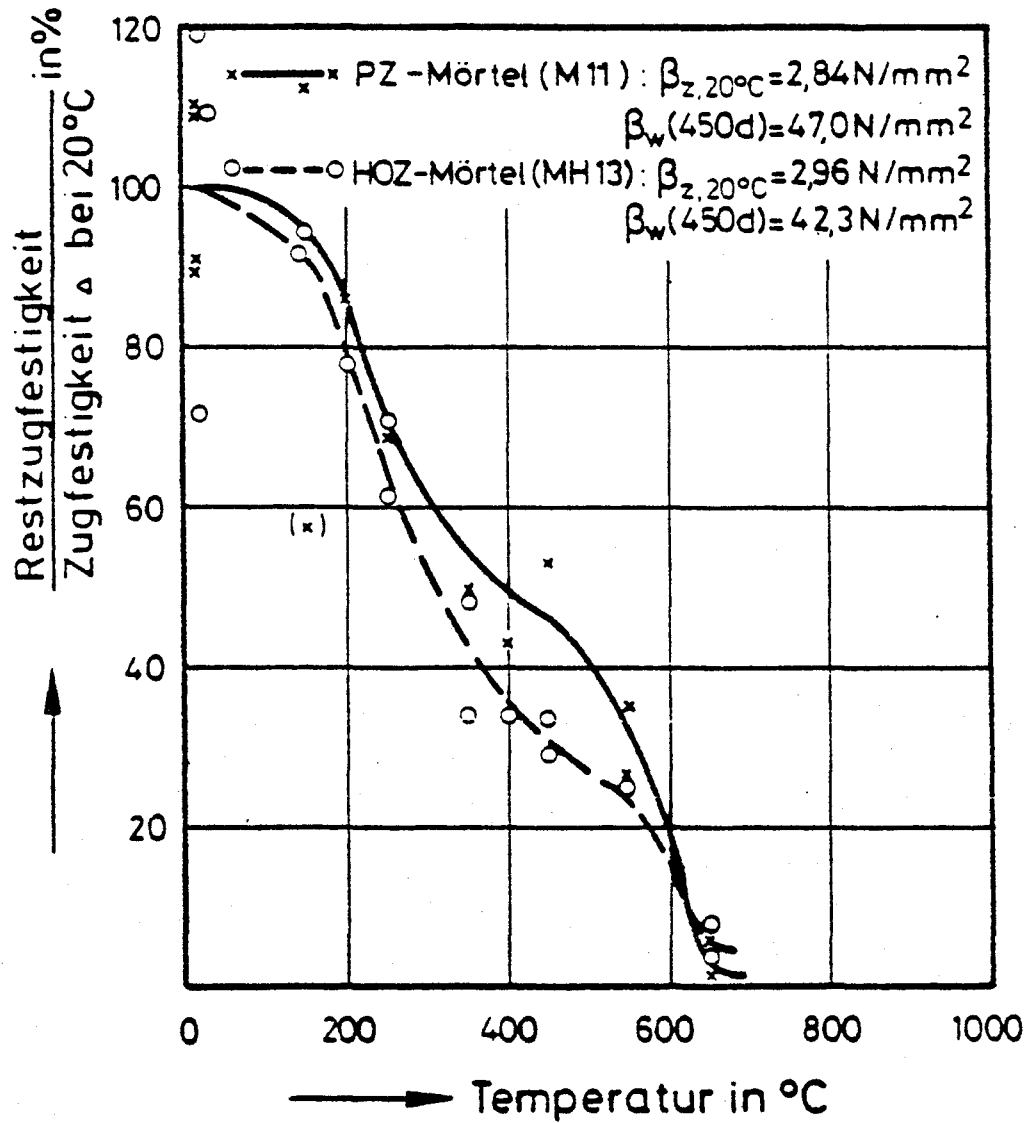


Bild 2.21 : Restzugfestigkeit zentralsich gezogener Portlandzement- und Hochofenzementmörtelproben in Abhängigkeit von der Temperatur (nach /22/)

3. Gasdichtigkeit von Beton

3.1 Permeabilität des ungerissenen Betons bei Raumtemperatur

Der Gastransport durch eine Kapillare infolge eines Gesamtdruckgefälles setzt sich im allgemeinen aus der Knudsen-Strömung, der Oberflächendiffusion und der viskosen Strömung zusammen. Die Gleichung für die Gesamtgasstromdichte \dot{m} durch eine Kapillare mit dem Durchmesser d lautet /1/:

$$\dot{m} = - \left\{ \phi / D_K + (1 - \phi) / \left[\frac{\pi \cdot D_K}{4} + \frac{d^2 \bar{p}}{32 \eta} \right] \right\} \cdot \frac{M}{R' \cdot T} \cdot \frac{dp}{dx} \quad (3.1)$$

mit

- \dot{m} = Gesamtgasstromdichte in einer Kapillare mit dem Durchmesser d
- ϕ = $\frac{1}{1 + d/\lambda}$ = Wahrscheinlichkeit der Wechselwirkung eines Gasmoleküls mit der Kapillarwand
- d = Durchmesser der Kapillare in μm
- λ = $\frac{RT}{A_0 \pi \sigma^2 p}$ = mittlere freie Weglänge des Gasmoleküls in μm
- R = R'/M = spezielle Gaskonstante (für Luft = $0,287 \text{ kJ/kgK}$)
- A_0 = Avogadrosche-Zahl ($6,02217 \cdot 10^{23} \text{ Mol}^{-1}$)
- T = absolute Temperatur in K
- $\pi \cdot \sigma^2$ = Stoßquerschnitt eines Gasmoleküls ($\approx 10^{-13} \text{ mm}^2$)
- $p; \bar{p}$ = Druck; mittlerer Druck über der Länge dx in N/mm^2
- dp/dx = Druckgradient in N/mm^3
- D_K = $2/3 \bar{v} d$ = Knudsen-Diffusionskoeffizient in m^2/s
- \bar{v} = mittlere Molekülgeschwindigkeit (für Stickstoff bei $0^\circ\text{C} \approx 453 \text{ m/s}$)
- η = Viskosität (für Luft, $20^\circ\text{C} \approx 1,845 \cdot 10^{-5} \text{ Ns/m}^2$)
- R' = universelle Gaskonstante ($8,3143 \pm \text{ J/MolK}$)
- M = Masse eines Moles (für Luft = 29 g/Mol)

Für sehr kleine Kapillaren wird d/λ vernachlässigbar und $\phi \approx 1$, und die Knudsen-Strömung dominiert:

$$\dot{m} = - D_K \cdot \frac{M}{RT} \cdot \frac{dp}{dx} \quad (3.2)$$

Für größere Kapillaren ist das Verhältnis Wandabstand zu mittlerer freier Weglänge (d/λ) groß, und ϕ wird sehr klein.

$$\dot{m} = - \left[\frac{\pi \cdot D_K}{4} + \frac{d^2}{32\eta} \cdot \bar{p} \right] \frac{M}{RT} \cdot \frac{dp}{dx} \quad (3.3)$$

Für sehr große Kapillaren wird der erste Term in Gl. 3.3 ebenfalls vernachlässigbar, und die Poisseuille-Strömung ist der bestimmende Transportmechanismus:

$$\dot{m} = \frac{d^2}{32\eta} \cdot \frac{M}{RT} \cdot \bar{p} \frac{dp}{dx} \quad (3.4)$$

Die mittlere freie Weglänge (bei 20°C und 760 mm Hg) beträgt für:

$$CO_2 : 0,0372 \mu m$$

$$O_2 : 0,0705 \mu m$$

$$N_2 : 0,0643 \mu m$$

s. /2, 3/, d.h. für Kapillaren (oder Poren) $> 0,1 \mu m$ kann der Knudsen-Anteil der Gasströmung vernachlässigt werden, sofern der Druck in der Kapillare in der Nähe des Umgebungsdruckes liegt.

Bei der meßtechnischen Bestimmung der Gastransportkoeffizienten für realen Beton werden die einzelnen Transportarten im allgemeinen nicht weiter unterschieden. Ludwig u.a. /2, 3, 4/ definieren - ausgehend vom Hagen-Poiseuilleschen Gesetz (s. Gl.3.4) - eine effektive Permeabilität

$$D_s = \eta \cdot \frac{\dot{Q}}{A} \cdot \frac{\Delta x}{\Delta p} \quad (3.5)$$

mit

D_s = spezifische Gaspermeabilität in Perm (1 Perm = $10^{-4} m^2$)

η = Viskosität in Poise / $\eta_{Luft, 20^\circ C} = 1,845 \cdot 10^{-5} \frac{Ns}{m^2}$

\dot{Q} = durchströmende Gasmenge in cm^3/s

A = durchströmte Fläche in cm^2

Δx = Schichtdicke in cm

Δp = Druckdifferenz über dx in N/m^2 ($1 \text{ atm} = 1,0135 \cdot 10^5 \text{ N/m}^2$).

In der Literatur findet man für die spezifische Permeabilität von Beton experimentell ermittelte Werte zwischen $2 \cdot 10^{-19}$ und $6 \cdot 10^{-15} \text{ m}^2$ /vgl. Tabelle 3.1).

Tabelle 3.1: Spezifische Permeabilität von Beton nach Literaturangaben

spez. Permeabilität [m^2]	Verfasser
$10^{-17} - 10^{-15}$	Ludwig, Schwiete u.a. /2, 3, 4/
$10^{-17} - 6 \cdot 10^{-15}$	Göhring, Riedel /5, 6/
$2 \cdot 10^{-19}$	McCormack u. Postma /7, 8/
$10^{-18} - 10^{-17}$	Muñoz /9/
$8 \cdot 10^{-18} - 5 \cdot 10^{-17}$	Paul u.a. /10/
$10^{-16} - 10^{-11}$	Ludwig, Schwiete u.a. /2, 3, 4/ Zementmörtel

Zur Messung der spezifischen Permeabilität benutzten Ludwig, Schwiete und Mitarbeiter ebenso wie Göhring und Riedel zylindrische Betonscheiben, die meist aus massiven Betonwürfeln herausgeschnitten worden waren. Die Dicke der Proben betrug ca. 1 bis 3 cm und die Querschnittsfläche ca. 10 bis 175 cm^2 . Als Druckdifferenz wurden bei Göhring u. Riedel /5, 6/ $0,15 \text{ N/mm}^2$ zugrunde gelegt. Bei Ludwig, Schwiete und Mitarbeiter /2, 3, 4/ fehlen diese Angaben.

Eine Trocknung der Probekörper bei unterschiedlichen Trocknungs-

temperaturen bis zur Massenkonstanz ergab sowohl bei Ludwig, Schwiete u.a. /2, 3, 4/ als auch bei Göhring und Riedel /5, 6/ eine Erhöhung der spezifischen Permeabilität mit der Trocknungstemperatur. Wie aus Bild 3.1 weiter zu ersehen ist, hat der Mischungsaufbau und hier insbesondere der W/Z-Wert einen entscheidenden Einfluß auf die Gasdurchlässigkeit.

Unerwartet hoch ist auch der Einfluß der Zementart (HOZ = Hochofenzement, PZ = Portlandzement, SPZ = sulfatresistenter Portlandzement). Bei verschiedenen W/Z-Werten wurde stets nachgewiesen, daß die SPZ-Betone dichter als die PZ-Betone sind und daß die HOZ-Betone die größte spezifische Gasdurchlässigkeit aufweisen.

Muñoz /9/ verwendete massive Betonscheiben 100 x 100 cm² verschiedener Wandstärken (20, 30 und 40 cm) mit und ohne Bewehrung. Untersucht wurden zwei Betone mit einem W/Z-Wert von 0,37 bzw. 0,42 und einem Zementgehalt von 405 bzw. 357 kg/m³, die Festigkeiten zwischen 43,8 und 40,7 N/mm² aufweisen und 2 Monate vor Versuchsbeginn im Labor bei 15 - 25°C und 30 - 60 % r.F. austrocknen konnten. Gemessen wurde bei Druckdifferenzen zwischen 0,396 und 2,0 bar.

Einige Versuchsergebnisse sind in den Bildern 3.2 und 3.3 dargestellt. Bild 3.2 zeigt die Abhängigkeit des Luftdurchgangs von der aufgetragenen Druckdifferenz für 3,5 Monate alte, bewehrte und unbewehrte Betonproben mit unterschiedlichem W/Z-Verhältnis bzw. unterschiedlicher Festigkeit. Zunächst fällt auf, daß die bewehrten Proben (außenliegende Mattenbewehrung, Stahldurchmesser 12 mm, Betonüberdeckung auf beiden Seiten des Probekörpers 3 cm) eine deutlich höhere Luftdurchlässigkeit aufweisen als die unbewehrten Proben: beim Beton mit der höheren Festigkeit eine um ca. 70 - 85% höhere Gasdurchlässigkeit als die unbewehrten Proben. Beim Beton mit der geringeren Festigkeit war die Gasdurchlässigkeit immerhin noch um ca. 50 bis 70 % höher als beim unbewehrten Beton.

Der W/Z-Wert bzw. die Betongüte zeigen einen unerwarteten Einfluß auf die Luftdurchlässigkeit. Der Beton mit dem niedrigeren W/Z-Wert weist - obwohl er nach allgemeinem Kenntnisstand fester und somit auch dichter sein müßte - unabhängig von der Probendicke und

der Druckdifferenz jeweils die höhere Luftdurchlässigkeit auf. Dies könnte einerseits auf Verdichtungsmängel infolge der steiferen Konsistenz des festeren Betons hindeuten, andererseits aber auch auf eine teilweise Entleerung der größeren Kapillarporen während der Hydratation (Selbstaustrocknung).

Das Probekörperalter hat ebenfalls einen bedeutenden Einfluß auf die Luftdurchlässigkeit der Betonproben, wie Bild 3.3 zeigt. So steigt beispielsweise die Luftdurchlässigkeit im Betonalter von 84 Monaten um etwa das 8-fache an, verglichen mit dem 3,5 Monate alten Beton. Als Grund wird die weitere Austrocknung der Proben im Verlauf der Lagerung im Labor angesehen.

Wie u.a. von Kordina, Schneider und Diederichs /11/ gezeigt wurde (vgl. auch Schwiete und Ludwig u.a. /3, 11/) läßt sich die spezifische Permeabilität aus der Porenverteilung gemäß

$$D_s = \frac{\bar{d}^2}{32 \mu} \quad (3.6)$$

berechnen; mit \bar{d} = mittlerer wirksamer Porendurchmesser
 μ = Umwegfaktor

Für den Umwegfaktor μ werden in der Literatur (vgl. /12 u. 13/) Werte zwischen 1 und 20 angegeben. Der mittlere Porendurchmesser errechnet sich aus der integralen Porenverteilung nach /11/ zu:

$$\bar{d}^2 = \frac{\rho_B}{G_B} \cdot \sum_i V_i \cdot d_i^2 \quad (3.7)$$

und aus der differentiellen Porenradienverteilung $/dV/d \log r/$ (vgl. /11/) entsprechend zu

$$\bar{d}^2 = \frac{\rho_B}{G_B} \cdot \sum_i \frac{\Delta V_i}{\Delta \log r_i} \cdot d_i^2 \cdot \Delta \log r_i \quad (3.8)$$

mit $\Delta V_i / G_B$ = Porenvolumen im i-ten Porenradienintervall
in cm^3/g

$\frac{\Delta V_i}{G_B \Delta \log r_i}$ = differenziertes Porenvolumen im i-ten Poren-
radienintervall in cm^3/g

ρ_B = Betonrohddichte in g/cm^3

r_i = Porenradius im i-ten Porenradienintervall.

Mit Hilfe von Gleichung (3.6) berechnet Hübner /12/ aus Literaturangaben für den mittleren wirksamen Porendurchmesser von $6 \cdot 10^{-7}$ bis $2 \cdot 10^{-6}$ m spezifische Permeabilitäten zwischen $5,6 \cdot 10^{-16}$ bis $4 \cdot 10^{-12}$ m². Für seine Berechnungen benutzte Hübner Werte zwischen $3 \cdot 10^{-15}$ bis $3 \cdot 10^{-16}$ m².

Nach der Auswertung eigener Porositätsmessungen kommen Schneider und Diederichs für Kiesbeton mit einer Festigkeit von ca. 60 N/mm² auf Werte zwischen $2 \cdot 10^{-14}$ und $2 \cdot 10^{-15}$ m².

3.2 Permeabilität des ungerissenen Betons bei hohen Temperaturen

Literatur über Messungen der Permeabilität von Beton bis zu Temperaturen von 700°C liegt nur von Postma und McCormack /7, 8/ vor. Für ihre Untersuchungen benutzten sie Betonscheiben mit einem Durchmesser von 15 cm, die aus massivem Beton herausgeschnitten wurden. Die Permeabilitäten wurden nach dem von Ludwig u.a. verwendeten Verfahren (vgl. Gl. 3.5) bestimmt. Bei Temperaturen bis maximal 350°C wurden die Permeabilitätsmessungen bei der entsprechenden Höchsttemperatur durchgeführt. Oberhalb von 350°C wurden die Permeabilitäten aufgrund von Dichtungsproblemen nach dem Wiederabkühlen gemessen. Wie Bild 3.4 zeigt, ergeben sich kaum Differenzen zwischen den bei hohen Temperaturen und im wieder abgekühlten Zustand gemessenen Permeabilitätswerten.

Wie man Bild 3.4 weiterhin entnehmen kann, ist der Anstieg der Permeabilität im Temperaturbereich von 20°C bis 100°C auffallend hoch. Er beträgt mehr als zwei Zehnerpotenzen. Dieses Ergebnis wird auch von England and Sharp /14/ und Chapman and England /15/ bestätigt, die Permeabilitätswerte für Temperaturen zwischen 50 und 164°C an Beton experimentell bestimmt haben. England und Sharp rechnen in /14/ mit Werten zwischen $0,2 \cdot 10^{-15}$ und $0,2 \cdot 10^{-17}$ m².

Im Bereich höherer Temperaturen (100°C bis 650°C) steigt die Permeabilität weiterhin stark an (um knapp 4 Zehnerpotenzen), jedoch ist der Anstieg im Vergleich zum Temperaturbereich 20°C bis 100°C, in dem vor allem Entwässerungsreaktionen und Schwindrisse

erste Strömungskanäle schaffen, erwartungsgemäß erheblich herabgemindert, da bei thermischen Beanspruchungen im Temperaturbereich 100°C bis 600°C vergleichsweise wenig neuer Porenraum in dem Gasdurchgang bestimmenden Grobporenbereich gebildet wird /16/.

Chapman und England /15/ haben für den "D'Arcyschen Permeabilitätskoeffizienten", dessen Definitionsgleichung leider nicht mit angegeben ist, mit Wasser als strömendes Medium folgende Werte ermittelt:

Beton I : 118°C: $3,39 \cdot 10^{-9}$ m/s
78°C: $8,83 \cdot 10^{-11}$ m/s
52°C: $2,44 \cdot 10^{-11}$ m/s

Beton II : 164°C: $2,23 \cdot 10^{-9}$ m/s
117°C: $8,08 \cdot 10^{-10}$ m/s
61,5°C: $3,92 \cdot 10^{-11}$ m/s

Es ist zu vermuten (vgl. /14/), daß zur Bestimmung dieser Daten die folgende Gleichung herangezogen wurde:

$$\frac{dM}{dt} = A \cdot K' \cdot \frac{dp}{dx},$$

mit

dp/dx = Druckgradient in m Wassersäule/m Längeneinheit

dM/dt = Massendurchfluß in m³/s

A = Durchflußquerschnitt in m²

K' = D'Arcyscher Permeabilitätskoeffizient in m/s

Hierbei hängt K' nicht nur vom durchströmten porösen Körper, sondern auch vom durchströmenden Medium ab.

Die Auswertungen eigener Porositätsmessungen (vgl. a. /16/) sind auf den Bildern 3.5 und 3.6 dargestellt. Bild 3.5 zeigt die differentiellen Porenradienverteilungen des Grobporenbereichs mit Porenradien zwischen 1 und 60 µm von thermisch bis 150 bzw. 250°C belasteten Betonscheiben (Dicke: 1 cm, Querschnitt 7 x 7 cm²) sowie die daraus mit Hilfe von Gl. 3.7 berechnete Permeabilität (D_s).

Für den Umwegfaktor (vgl. Gl. 3.6) wurde hier $\mu = 10$ angesetzt. Das Bild macht deutlich, daß die kleineren Poren (hier $< \text{etwa } 5 \mu\text{m}$) kaum zur Permeabilität beitragen, obwohl das Porenvolumen der Poren $< 5 \mu\text{m}$ das Porenvolumen der größeren Poren ($> 5 \mu\text{m}$) um ein Vielfaches übersteigt (gleiche Flächen unter den Verteilungskurven repräsentieren gleiche Porenvolumina). Entscheidend für die Permeabilität ist vielmehr das Porenvolumen der "größten" Poren. Da das Meßverfahren im Hinblick auf die größten meßbaren Poren nach oben hin beschränkt ist (es werden nur Poren mit Durchmessern von maximal $50 \mu\text{m}$ erfaßt), kann mit diesem Meßverfahren nur eine untere Grenze der Permeabilität abgeschätzt werden.

Andererseits liefert die Methode bei Verwendung relativ dünner Betonscheiben immer dann zu hohe Werte der Permeabilität, wenn der Durchmesser des Größtkorns im Betonzuschlag in die Größenordnung der Scheibendicke kommt, weil dann sehr häufig die Kontaktzone zwischen Grobzuschlag und Zementstein, die besonders hohlraumreich ist, angeschnitten wird und somit besonders günstige Permeationswege bzw. Risse geschaffen werden. Zur Abschätzung dieses Effekts sind weitere Messungen an unterschiedlich dicken Proben notwendig. Untersuchungen an Mörtel, deren Ergebnisse ebenfalls auf Bild 3.6 dargestellt sind, lassen vermuten, daß die Temperaturabhängigkeit der Permeabilität ebenfalls entscheidend vom Mischungsaufbau, insbesondere vom Zementgehalt, dem Anteil und dem mineralogischen Charakter der Grobzuschläge sowie dem verwendeten Größtkorn abhängt.

Möglicherweise sind auch darauf die Unterschiede zwischen den Meßergebnissen von Postma und McCormack und den eigenen Werten zurückzuführen.

Bei der Anwendung der Versuchsdaten ist zu beachten, daß die Permeabilitäten an Probekörpern ermittelt wurden, die ohne äußere Belastung aufgeheizt wurden. Im realen Bauwerk ist der Beton jedoch fast ausnahmslos während der Aufheizung mechanisch belastet. Dies kann die sich bildende Rißstruktur und die resultierende Permeabilität jedoch erheblich beeinflussen. Zur Zeit liegen jedoch keine verwertbaren Meßergebnisse vor.

3.3 Gasdurchlässigkeit einer ungerissenen 5 m dicken Betonwand

Der die Gasdurchlässigkeit bestimmende Druckverlauf in einer ungerissenen 5 m dicken Betonwand wurde für die Randbedingungen:

Innenüberdruck	= const.	= 50 bar,
Außenüberdruck	= const.	= 0 bar,
Innentemperatur	=	350 °C
Außentemperatur	=	20 °C

durch schrittweise Integration von Gl. 3.4 berechnet.

Für den Temperaturverlauf innerhalb der Betonwand wurden die in den Bildern 3.7a und 3.7b dargestellten Temperaturprofile angenommen. Sie stellen schematisch die Temperaturprofile kurz nach Eintritt des Störfalls (Bild 3.7a) und nach sehr langer Einwirkung der hohen Innentemperatur dar (Bild 3.7b).

Für die Berechnungen wurde weiterhin angenommen, daß die Temperatur des ausströmenden Gases jeweils der umgebenden Betontemperatur ist. Die Permeabilität des Betons wurde temperaturabhängig nach /7, 8/ (vgl. Bild 3.4) in den Rechnungen berücksichtigt. Die temperaturabhängigen Werte der Viskosität von Luft wurden /17/ entnommen.

Die Ergebnisse der Berechnungen sind auf den Bildern 3.7a und 3.7b dargestellt. Daraus ergibt sich, daß der Druckabfall innerhalb der ersten 4 bis 4,5 m nahezu unabhängig vom Temperaturverlauf in der Betonwand ist. 80% des Druckes fallen in den äußeren 50 (vgl. Bild 3.7a) bzw. 24 cm (vgl. Bild 3.7b) ab. D.h., nur dieser äußere Bereich des Betoncontainments ist bestimmend für den Gastransport. Entscheidend für die richtige Vorhersage der Gasdurchlässigkeit ist daher die genaue Kenntnis der Permeabilitätsdaten des tatsächlich verwendeten Betons im Temperaturbereich von 20°C bis etwa 105°C. Die Bestimmung der Permeabilitätsdaten sollte daher möglichst an Wandausschnitten mit Originalbewehrung erfolgen, die mechanischen Belastungen unterworfen sind, wie sie im Betriebs- bzw. Störfall auftreten.

3.4 Gasdurchlässigkeit einer gerissenen, 5 m dicken Betonwand

3.4.1 Abschätzung der Transportwege

Zur Abschätzung der Größenordnung der Gasfreisetzung durch eine gerissene Betonwand von 5 m Dicke werden die folgenden Annahmen über entstehende Risse gemacht:

Es gehe durch 1m² der betrachteten Betonwand ein gerader klaffender Riß in der vollen Breite B (B = 1 m) mit Abständen der Rißufer b von

$$\begin{aligned}b_1 &= 0,1 \quad \text{mm,} \\b_2 &= 0,01 \quad \text{mm bzw.} \\b_3 &= 0,001 \quad \text{mm.}\end{aligned}$$

Zur Berechnung der Strömungsgeschwindigkeiten bzw. des Massenstroms wird zunächst die Gültigkeit des Hagen-Poiseuilleschen Gesetzes für die Spaltströmung vorausgesetzt. Die Massenstromdichte \dot{m}_{Spalt} durch einen Spalt mit unendlicher Breite B und einem Rißuferabstand b ist nach /18/:

$$\dot{m}_{\text{Spalt}} = \frac{b^2}{12 \eta} \cdot \rho \cdot \frac{dp}{dx} \quad (3.11)$$

Durch die Betonfläche von 1m² fließt nach den obigen Annahmen ein Gesamtmassenstrom von:

$$\dot{M}_{\text{Spalt}} = B \cdot \frac{b^2}{12 \eta \cdot \mu} \cdot \rho \cdot \frac{dp}{dx} \quad (3.12),$$

wobei hier μ als Rauigkeitsfaktor mit $\mu = 3$ (vgl. /13/ angesetzt wurde.

Andererseits fließt durch 1 m² eines porösen Körpers gemäß Gl. (3.4), (3.5) und (3.6) ein Gesamtmassenstrom:

$$\dot{M}_{\text{poren}} = B^2 \cdot \frac{\bar{d}^2}{32 \eta \cdot \mu} \cdot \rho \cdot \frac{dp}{dx} \quad (3.13)$$

bzw.

$$\dot{M}_{\text{poren}} = B^2 \cdot \frac{D_s}{\eta} \cdot \rho \cdot \frac{dp}{dx} \quad (3.14)$$

Um den den Gastransport durch einen gerissenen porösen Festkörper bestimmenden Transportmechanismus zu erhalten, werden die Massenströme Gl. (3.12) und (3.14) ins Verhältnis gesetzt:

$$\dot{M}_{\text{spalt}} / \dot{M}_{\text{poren}} = \frac{b^3 \cdot \mu \cdot 32}{B \cdot 12 \cdot \mu \cdot \bar{d}^2} \quad (3.15)$$

bzw.

$$= \frac{b^3}{B \cdot 12 \cdot \mu \cdot D_s} \quad (3.16)$$

Aus Gleichung (3.15) folgt, daß die Spaltströmung immer dann transportbestimmend wird, wenn der mittlere wirksame Porendurchmesser

$$\bar{d} < \sqrt{8/3 \cdot b^3 / B} \quad (3.17)$$

bzw. mit $B = 1 \text{ m}$

$$\bar{d} < 1,63 \cdot \sqrt{b^3} \quad (3.18)$$

ist. Für die oben angegebenen Rißuferabstände ergäbe der mittlere wirksame Porendurchmesser von

$$\bar{d}_1 = 1 \cdot 10^{-6} \text{ m: } b_1 = 0,1 \text{ mm,}$$

$$\bar{d}_2 = 3 \cdot 10^{-8} \text{ m: } b_2 = 0,01 \text{ mm,}$$

$$\bar{d}_3 = 1 \cdot 10^{-9} \text{ m: } b_3 = 0,001 \text{ mm.}$$

Im Beton liegt \bar{d} nach Literaturangaben in /12/ zwischen $2 \cdot 10^{-6}$ und $6 \cdot 10^{-7} \text{ m}$, d.h. für Rißuferabstände $< 0,01 \text{ mm}$ (außer bei sehr dichten, wassergesättigten Betonen) ist die Strömung durch die Betonporen der transportbestimmende Mechanismus.

Zu ähnlichen Ergebnissen gelangt man, wenn man das Verhältnis $\dot{M}_{\text{spalt}} / \dot{M}_{\text{poren}}$ mit Hilfe von Gl. (3.16) bildet. Bild 3.8 zeigt das errechnete Verhältnis $\dot{M}_{\text{spalt}} / \dot{M}_{\text{poren}}$ in Abhängigkeit von der Tempe-

ratur, wobei die Werte der spezifischen Permeabilität D_s von Postma u. McCormack /7, 8/ (vgl. Bild 3.8) herangezogen wurden.

Für Rißuferabstände von 0,001 mm überwiegt im gesamten Temperaturbereich der Transport durch die Betonporen ($\dot{M}_{\text{spalt}}/\dot{M}_{\text{poren}} < 1$). Für Rißuferabstände von 0,01 mm hat die Betontemperatur bei dem vorliegenden, sehr dichten Beton einen außerordentlich starken Einfluß auf den Transportweg. So ist bei 20°C der Transport durch den Riß etwa 100 mal so groß wie der Transport durch die Poren, aber schon bei einer Temperaturerhöhung auf 75°C sind beide Transportarten von gleicher Größe, und oberhalb von 100°C überwiegt die Strömung durch die Poren bereits deutlich. Erst bei Rißuferabständen von 0,1 mm bestimmt die Strömung durch den klaffenden Riß das Ausströmen des Gases im gesamten Temperaturbereich von 20 °C bis 350 °C.

Wenn auch das angewandte Rechenverfahren (nur laminare Strömung wird betrachtet) als recht grobe Näherung anzusehen ist, so wird bereits deutlich, daß für eine realistische Vorhersage der Gasdurchlässigkeit die Kenntnis der Temperaturverteilung und des Austrocknungszustandes (insbesondere im Temperaturbereich 20 bis 120 °C) sowie der sich tatsächlich einstellenden Rißuferabstände und Rißverteilungen (Anzahl und örtliche Anordnung) unabdingbar notwendig ist.

Eine genaue experimentelle Bestimmung der spezifischen Permeabilität für den betrachteten Reaktorbeton (nach Möglichkeit unter Verwendung von großen Probekörpern, 1 m x 1 m x 0,20 ... 0,5 m, mit Originalbewehrung) erscheint ebenso dringend notwendig, wenn die Gasdurchlässigkeit wenigstens größenordnungsmäßig richtig abgeschätzt werden soll. Erst an dritter Stelle ist eine Verbesserung des Strömungsmodells anzustreben, wodurch die Genauigkeit der Gasdurchlässigkeit bestenfalls noch einmal um den Faktor 2 - 3 gesteigert werden könnte.

3.4.2 Mathematisches Modell nach Rizkalla et al.

Rizkalla u.a. /19, 20/ entwickelten ein Modell für das Durchströmen eines Betonrisses. Sie setzen bei ihrer Herleitung voraus, daß der Querschnitt A, den das kompressible Gas durchströmt, über der Betonscheibendicke L konstant ist. Weiterhin wurde angenommen, daß die Luftströmung adiabatisch verläuft und daß der Reibungskoeffizient ebenfalls konstant über der Dicke der Betonscheibe bleibt.

Für den Massenstrom, der ebenfalls konstant über L ist (Kontinuitätsbedingung) gilt dann:

$$\dot{M} = \rho \cdot A \cdot v \quad (3.19)$$

mit

ρ = Dichte der Luft

A = Strömungsquerschnitt

v = Geschwindigkeit

Die Summe der thermodynamischen Kräfte F muß gleich der Impulsänderung sein:

$$p \cdot A - (p + dp) \cdot A - 2 \tau_0 \cdot B \cdot dx = \rho \cdot A \cdot v (v+dv) - \rho A v (v) \quad (3.20)$$

bzw.

$$dp + \rho \cdot v (dv) + 2 \tau_0 \cdot \frac{B}{A} dx = 0 \quad (3.21)$$

mit

p = absoluter Luftdruck

A = B · b

B = Rißbreite

b = Rißuferabstand (Abstand zweier paralleler Platten)

τ_0 = Scherspannung aufgrund der Reibung

Für stationäre, gleichmäßige, turbulente Strömung in Kanälen mit konstantem Querschnitt gilt für die Scherspannung

$$\tau_o = \frac{\lambda}{4} \cdot \frac{\rho \cdot v^2}{2} \quad (3.22)$$

mit

λ = dimensionsloser Reibungskoeffizient.

Die Substitution von τ_o und A in Gl. (3.21) und die Division durch ρv^2 liefern:

$$\frac{dp}{\rho v^2} + \frac{dv}{v} + \frac{\lambda}{4b} dx = 0 \quad (3.23)$$

Für ideale Gase gilt:

$$p = \rho RT \quad (3.24)$$

mit

R = Gaskonstante

T = absolute Temperatur

Aus den Gleichungen (3.19) und (3.24) folgt:

$$v^2 = \frac{\dot{M}^2}{\rho^2 \cdot A^2} ; \quad \rho = \frac{p}{RT}$$

bzw.

$$\rho \cdot v^2 = \frac{\dot{M}^2 RT}{A^2 \cdot p}$$

Das Einsetzen dieses Ausdrucks in Gl. (3.23) und die Integration über die Rißlänge L (=Betonwanddicke) ergibt:

$$\frac{A^2}{\dot{M}^2 RT} \cdot \frac{p_2^2 - p_1^2}{2} + \ln \left(\frac{v_2}{v_1} \right) + \frac{\lambda}{4b} \cdot L = 0 \quad (3.25)$$

wobei die Indizes 1 die Zustände am Rißanfang und 2 die Zustände am Reißende charakterisieren.

Da der Massenstrom \dot{M} über die gesamte Rißlänge konstant ist, gilt:

$$\frac{v_2}{v_1} = \frac{p_1}{p_2} \quad (3.26)$$

und Gl. (3.25) kann umgeformt werden zu:

$$p_1^2 - p_2^2 = \frac{\dot{M}^2 RT}{A^2} \left[2 \ln \left(\frac{p_1}{p_2} \right) + \frac{\lambda L}{2b} \right] \quad (3.27)$$

mit $q = v_1 \cdot A$ erhält man nach einigen Umformungen:

$$p_1^2 - p_2^2 = \frac{\lambda L}{2} \cdot \frac{p_1^2}{RT} \cdot \frac{q^2}{B^2 b^2} \left[\frac{4 \cdot b}{\lambda \cdot B} \cdot \ln \left(\frac{p_1}{p_2} \right) + 1 \right] \quad (3.28)$$

Der erste Term in der Klammer ist sehr klein gegen 1 und kann im allgemeinen vernachlässigt werden:

$$p_1^2 - p_2^2 = \frac{\lambda L}{2} \cdot \frac{p_1^2}{RT} \cdot \frac{q^2}{B^2 \cdot b^2} \quad (3.29)$$

Der Reibungsfaktor λ ist eine Funktion der Geschwindigkeit v , des hydraulischen Durchmessers $D = 4 Bb/2(B+b) \approx 2b$, der Gasdichte ρ , der Viskosität η und hängt außerdem noch von der Wandrauigkeit ab, die im folgenden durch die dimensionslose Konstante K beschrieben wird. Führt man die Reynoldszahl Re ein, so erhält man einen dimensionslosen Ausdruck für λ :

$$\lambda = \frac{K}{Re} = \frac{K \cdot \eta}{\rho_1 v_1 \cdot D}$$

bzw.

$$\lambda = K \cdot \eta \cdot \left(\frac{RT}{p_1} \right) \cdot \left(\frac{A}{q} \right) \cdot \frac{1}{2b} = \frac{K \eta \cdot R \cdot T \cdot B}{2 p_1 \cdot q \cdot b}$$

Einsetzen dieses Ausdrucks in Gl. (3.29) ergibt:

$$\frac{p_1^2 - p_2^2}{p_1} = \frac{K \cdot L}{4 B} \cdot \frac{q}{b^2} \quad (3.30)$$

Mit den Abkürzungen:

$$p = \frac{p_1^2 - p_2^2}{p_1} \text{ und } C = \frac{K \cdot \eta \cdot L}{4 B}$$

erhält man:

$$p = C \cdot \frac{q}{b^2} \quad (3.31)$$

Gleichung (3.31) gilt für die Durchflußrate q eines einzigen Risses mit der Länge L , der Breite B und dem Rißuferabstand b . Eine Betonwand enthält jedoch im allgemeinen im gerissenen Zustand eine große Anzahl von Rissen mit verschiedenen Ausdehnungen (L, B, b). Die Gesamtdurchflußrate Q beträgt dann:

$$Q = \sum_{i=1}^j q_i \quad (3.32)$$

bzw.

$$Q = p \sum_{i=1}^j \frac{b_i^3}{c_i} \quad (3.33)$$

oder

$$Q = p \frac{4}{K \cdot \eta} \sum_{i=1}^j \frac{B_i \cdot b_i^3}{L_i} \quad (3.34)$$

wobei die Konstante K experimentell bestimmt werden muß.

Für die Auswertung ihrer Versuche gehen Rizkalla et al. /19, 20/ von Gl. (3.34) aus. Da die Rißlänge L_i für alle Risse als durchgehend angenommen werden kann ($L_i = L = \text{konst.}$), kann L vor das Summationszeichen gezogen werden. Die Rißbreite wird im fortgeschrittenen Rißstadium als konstant über die betrachtete Elementbreite und als nur vom Belastungsgrad abhängig angenommen:

$$Q = \frac{p}{c} \sum_{i=1}^j b_i^3 \quad (3.35)$$

mit

$$c = \frac{K \cdot \eta \cdot L}{4 \cdot B} \quad (3.36)$$

Anstelle der diskreten Summation setzen Rizkalla und Mitarbeiter /19, 20/ nach Auswertung ihrer Versuche einen Exponentialausdruck der Form b^n , der für einen gegebenen Spannungs- bzw. Lastzustand als konstant betrachtet wird. Damit wird:

$$Q = \frac{p}{c} \cdot b^n \quad (3.37)$$

bzw.

$$p = \frac{c}{b^n} \cdot Q = D \cdot Q \quad (3.38)$$

Die Auswertungen von Durchflußmessungen an 26,7 cm dicken, bewehrten Betonwandausschnitten haben ergeben, daß die Durchflußrate und die Druckdifferenz linear zusammenhängen und daß C entsprechend dem theoretischen Konzept für ein bestimmtes Belastungsniveau m berechnet werden kann nach der Gleichung:

$$C = D_m \cdot b_m^3 \quad (3.39)$$

mit einem Durchschnittswert für C von $1,86 \cdot 10^{-6} \text{ lb}\cdot\text{s}/\text{ft}^2$ ($= 8,906 \cdot 10^{-5} \text{ Ns}/\text{m}^2$). Damit kann auch die dimensionslose Konstante K bestimmt werden. Bei einer Rißlänge $L = 0,875 \text{ ft}$ ($= 26,7 \text{ cm}$) und einer Viskosität der Luft bei 70°F ($= 21,1^\circ\text{C}$) von $0,38 \cdot 10^{-6} \text{ lb}\cdot\text{s}/\text{ft}^2$ ($= 1,819 \cdot 10^{-5} \text{ Ns}/\text{m}^2$) erhält man für $K = 267$. Aus theoretischen Berechnungen ergeben sich dagegen für zylindrische Röhren $K = 64$ und parallele Platten $K = 96/19, 20/$. Buss /21/ erhält dagegen aus Durchflußmessungen durch Beton Werte für K zwischen 400 und 2000 mit einem Mittelwert von 1200.

Die Umformung der Gl. (3.30) erlaubt den Vergleich der Gleichung mit der entsprechenden Gl. (3.10) für die Spaltströmung nach Hagen-Poiseuille (vgl. Kap. 3.4.1). Für kleine Druckdifferenzen und kleine Längen ($L = dx$) schreibt man dazu Gl. (3.30) in der Form

$$q = \frac{4 \cdot B \cdot b^3}{\eta \cdot K} \cdot \frac{p_1^2 - (p_1 - dp)^2}{dx p_1} \quad (3.40)$$

Nach dem Ausmultiplizieren erhält man daraus

$$q = \frac{8 \cdot B \cdot b^3}{\lambda \cdot K} \cdot \frac{dp}{dx} \quad (3.41)$$

Da q jedoch nur den Volumenstrom angibt, ist Gl. (3.41) noch mit der Dichte ρ zu multiplizieren:

$$\dot{M} = \frac{8 \cdot B \cdot b^3}{\eta \cdot K} \cdot \rho \cdot \frac{dp}{dx} \quad (3.42)$$

Mit dem theoretischen Wert von $K = 96$ für parallele Platten geht Gl. (3.42) über in

$$\dot{M} = \frac{B \cdot b^3}{12 \eta} \cdot \rho \cdot \frac{dp}{dx} \quad (3.43)$$

Die Gleichung ist jedoch für den Idealfall "planparallele glatte Platten und laminare Strömung : $\mu = 1$ " identisch mit Gl. (3.10).

Aus den gemessenen Werten für K läßt sich nun μ bestimmen:

$$\mu = \frac{K}{96} \quad (3.44)$$

Daraus folgt für:

$$\begin{aligned} \mu &= 267/96 = 2,8 && \text{nach /19,20/} \\ \mu &= 400/96 \dots 2000/96 = 4,2 \dots 20,8 && \text{nach /21/} \\ \bar{\mu} &= 1200/96 = 12,5 && \text{nach /21/} \end{aligned}$$

Diese Werte liegen in dem Bereich, der in der Literatur /12, 13/ mit $\mu = 1 \dots 20$ angegeben wird, wobei μ bei Strömungen in porösen Stoffen als Umwegfaktor bezeichnet wird. Im Falle der Spaltströmung kann μ als Rauigkeitsfaktor angesehen werden.

3.4.3 Mathematisches Modell nach Buss

Buss /21/ berechnet abströmende Gasvolumen, ausgehend von der Gleichung für den Druckverlust bei isothermer Expansion strömender Gase, in Rohren:

$$\frac{p_1^2 - p_2^2}{2 p_1} = \lambda \cdot \frac{l \cdot v_1^2 \cdot \gamma_1}{d \cdot 2 \cdot g} \quad (3.45)$$

mit

- p_1 = Druck am Rißanfang
- p_2 = Druck am Reißende
- Δp = $p_1 - p_2$
- l = Reißlänge (Betonwanddicke)
- v_1 = Geschwindigkeit am Rißanfang
- d = hydraulischer Durchmesser
- g = Erdbeschleunigung
- γ_1 = spezifisches Gewicht am Rißanfang
- w = Reißbreite = $d/2$
- Re = Reynoldszahl

Durch Umformen erhält man:

$$\lambda = \frac{\Delta p (2 p_2 + \Delta p) \cdot w \cdot 2g}{p_1 \cdot l \cdot v_1^2 \cdot \gamma_1} \quad (3.46)$$

Diese Gleichung benutzte Buss, um meßtechnisch zu ermitteln. Zwischen den Werten $10^{-2} < Re < 10^{+2}$ ermittelte er

$$\lambda_{\text{exp}} = \frac{1200}{Re} \quad (3.47)$$

(vgl. auch Kap. 3.4.2), wobei

$$Re = \frac{v \cdot d}{\nu} \quad (3.48)$$

mit ν = kinetische Zähigkeit = $f(T, p)$.

Gleichung (3.45) geht für kleine Druckdifferenzen und kurze Rißlängen l über in Gl. (3.10) für die Hagen-Poiseuille-Strömung.

3.4.4 Anmerkungen zur Thermodynamik

Bei der widerstandsbehafteten Strömung expandieren hochgespannte Gase. Die Zustandsänderung kann je nach den äußeren Bedingungen isobar, isochor, isotherm, adiabatisch oder polytrop ablaufen.

Für den vorliegenden Fall des Durchströmens einer 5 m dicken Wand werden die Zustandsänderungen durch den thermischen bzw. kalorischen Zustand des umgebenden Betons und durch Reibungseffekte beim Durchströmen bestimmt. Bei der Strömung durch einen Betonriß lassen sich zwei Zustände unterscheiden:

- a) Einschwingvorgang,
- b) stationärer Zustand.

Für den Einschwingvorgang, d.h. Strömungs- und thermische Verhältnisse kurz nach dem Öffnen von klaffenden Rissen bis zum Erreichen thermisch und strömungstechnisch stationärer Verhältnisse, ergeben sich recht komplexe thermodynamische Verhältnisse. Bild 3.9 zeigt zur Erläuterung diskretisierte Elemente des Strömpfades. Im

Element j der Länge dx_j herrschen zu einer bestimmten Zeit t_i die Temperatur T_{ij} und der Druck p_{ij} vor. Aus dem umgebenden Beton fließt die Wärmemenge \dot{q}_{ij} in das Gasvolumen V_{ij} , außerdem wird in dem Volumenelement noch die Reibungswärme \dot{q}_{Rij} erzeugt. Nach einer Drossel, über der ein Druckverlust dp_{ij} auftritt, geht das Gas in den neuen Zustand $V_{i,j+1}$, $T_{i,j+1}$ über, wobei die Reibungswärme $\dot{q}_{Ri,j+1}$ produziert wird und die Betonwärme $\dot{q}_{i,j+1}$ in das $j+1$ -te Element fließt.

Im stationären oder eingeschwungenen Zustand ändern sich das Temperaturfeld und die Strömungsverhältnisse nicht mehr (vorausgesetzt der Behälterinnendruck bleibt weiterhin konstant). In diesem Zustand kann man näherungsweise annehmen, daß der Betonspalt die Temperatur des durchströmenden Gases annimmt, d.h. es findet kein nennenswerter Wärmeaustausch mehr mit der Betonwand statt. Die Zustandsänderung verläuft im wesentlichen adiabatisch.

Für die Permeation des Gases infolge der Porosität, bei der ohnehin nur geringe Gasmengen die Betonwand durchströmen, kann man im Bereich kleiner Druckgradienten wahrscheinlich davon ausgehen, daß das Gas in etwa die gleiche Temperatur wie der umgebende Beton aufweist. Die Zustandsänderung des Gases wäre dann intervallweise als isotherm zu betrachten.

3.5 Praktische Erfahrungen über die Gasdurchlässigkeit von Bauwerken und Bauteilen

Die Gasdurchlässigkeit von Betonbauwerken und -bauteilen wurde im Vergleich zu anderen Bauwerkseigenschaften bis heute in nur relativ geringem Umfang untersucht. Die vorliegenden Berichte /10, 19-31/ lassen es jedoch zu, einige Schlüsse allgemeiner Art zu ziehen.

In /10/ wird beispielsweise über Entwurfsgesichtspunkte und Anforderungen an den Konstruktionsbeton für ein vakuumdichtes Reaktorgebäude berichtet und, gestützt auf Permeabilitäts- und Fugendichtheitsmessungen, Leckraten von $2,8 \text{ m}^3/\text{min}$ abgeschätzt. Für die integrale Leckrate wurden schließlich nach Fertigstellung des Gebäudes

und Abdichtung des Lecks $0,42 \text{ m}^3/\text{min}$ gemessen.

Um die Luftdurchlässigkeit von Containmentstrukturen im Störfall bestimmen zu können, führten Rizkalla und Mitarbeiter /19,20/ Luftdurchflußmessungen an 2 vorgespannten Wandsegmenten (26,7 cm dick, $0,8 \times 0,8 \text{ m}$ im Querschnitt) durch, die in zwei Achsen bis zum Fließen des Spannstahls bzw. dem Zugbruch des Betons belastet wurden. Dabei wurden die Lasten in diskreten Stufen gesteigert und jeweils die Luftdurchlässigkeit gemessen. Mit Hilfe dieser Versuchsdaten wurde das in Kap. 3.4.2 vorgestellte rißbreitenabhängige Durchströmungsmodell entwickelt.

Buss /21/ hingegen macht zunächst eine Abschätzung über die zu erwartende Leckrate von Luft aus einem Reaktorgebäude von 36.000 m^3 Rauminhalt (vgl. a. Kap. 3.4.2). Aus Berechnungen der Rißweiten (wobei vorausgesetzt wurde, daß die Zugspannungen nur in einer Richtung wirken) und Messungen der Durchflußraten in Abhängigkeit von der Rißbreite, berechnete er eine Durchflußrate im Störfall ($\Delta p = 3,9 \text{ bar}$) von $3,67 \text{ m}^3/\text{sec}$.

Grainger und Hornby /22, 23/ führten Leckuntersuchungen an stahlgelinierten Originaldruckbehältern während verschiedener Herstellungsstadien durch, um den Druckaufbau zwischen Liner und Betoncontainment nach einem Defekt im Liner zu studieren. Hauptergebnis ihrer Untersuchungen war, daß das ausströmende Gas längs der Stahl/Beton Kontaktschichten und durch die Spannkanäle ausreichende Strömungskanäle findet, ohne daß ein entsprechend hoher Druckaufbau zwischen Liner und Betoncontainment auftritt.

Steinert /24/ und Ertingshausen /25/ prüften die Luft- und Wasserdurchlässigkeit von bewehrten Betonplatten unter Biegebeanspruchung. Sie stellten fest, daß die Betonplatten "wasser- und luftundurchlässig" bleiben, solange eine ungeschädigte, d.h. rissefreie Biegedruckzone von einigen Zentimetern verbleibt. Risse stellen unzweifelhaft die Hauptstrompfade für Luft bzw. Wasser in realen Bauwerken dar. So konnte Steinert /26/ anhand von Wassereindringversuchen an bestehenden Schutzraumbauten feststellen, daß vor allem Risse in den Wänden und an Durchführungen Schwachstellen für den Eintritt von Luft oder Wasser darstellen, während äußerlich poröser Beton oft "undurchlässig" gegenüber Wasser und Luft ist.

Für die Abschätzung von Gasdurchlässigkeiten von rissefreien vorgespannten Betonbauwerken scheinen sich für die Permeabilität nach /27 u. 28/ Werte zwischen 10^{-15} und 10^{-16} m^2 durchzusetzen. Lawrence /29, 30/ berichtet über Luftdurchlässigkeitsmessungen an einer hohlen vorgespannten Betonröhre mit 9 m Außendurchmesser und über 100 m Länge, die später , mit dem Fußpunkt am Meeresboden beweglich verankert, eine Ölgewinnungsplattform aufnehmen soll und, als Auftriebskörper konstruiert, bestimmte Anforderungen an die Wasserdichtigkeit erfüllen muß. Für die Permeabilität der gesamten Röhre, gemessen bei Innenüberdruck und bei Vakuum wurden hier ebenfalls $1,0 \cdot 10^{-16} \text{ m}^2$ gemessen. Die Permeabilität wurde außerdem an den Senkkästen (Floaters) und an den Fangdämmen (cofferdams) gemessen. Hier ergaben sich integrale Werte zwischen $3,8 \cdot 10^{-18}$ bis $1,3 \cdot 10^{-15} \text{ m}^2$. Man kann also davon ausgehen, daß sorgfältig hergestellter rissefreier Beton im vorgespannten Bauteil i.a. Permeabilitäten kleiner als 10^{-15} m^2 aufweisen wird.

Über thermisch geschädigte Betonkonstruktionen oder -bauten liegen unseres Wissens keine Angaben in der Literatur vor.

3.6 Schrifftum über die Gasdurchlässigkeit

- /1/ Lawrence, C.D.: Durability of Concrete: Molecular Transport Processes and Test Methods; Technical Report 544, Cement and Concrete Association.

- /2/ Ludwig, U.; Schwiete, H.E.: Porosity Measurements of Cement Pastes, Cement Mortars and Concretes; Proc. of the 8. Conf. on Silicate Industry, Tamas, F. (ed.), pp. 235 - 251, Akademiai Kiado, Budapest, 1966.

- /3/ Schwiete, H.E.; Ludwig, U.: Über die Bestimmung der offenen Porosität im Zementstein; Tonind.-Ztg., Vol. 90, Nr. 12, pp. 562 - 574, 1966.

- /4/ Därr, G.M., Ludwig, U.: Determination of Permeable Porosity, Matériaux et Constructions, Vol. 6, No. 33, pp. 185 - 190, 1973.

- /5/ Göhring, C.; Riedel, W.: Gasdurchlässigkeit von Betonen und ihr Einfluß auf die Korrosionsbeständigkeit in Salzlösungen; Wissenschaftliche Zeitschrift der Hochschule für Architektur und Bauwesen in Weimar, 21. Jahrgang, Heft 2, S. 143 - 149, 1974.

- /6/ Riedel, W.; Göhring, C.: Porenverteilung in Zementsteinen und Permeabilitätsmessungen an Zementmörteln; Wissenschaftliche Zeitschrift der Hochschule für Architektur und Bauwesen in Weimar, 15. Jahrgang, Heft 6, S. 655 - 660, 1968.

- /7/ McCormack, J.D.; Postma, A.K.: Experimental and Theoretical Studies on Water and Gas Release from Heated Concrete; Proceedings of the Third Post Accident Heat Removal "Information Exchange", Argonne National Laboratory, ANL, Argonne Illinois, Nov. 2 - 4, 1977, Report: ANL-78-10, 1977.

- /8/ Postma, A.K.; McCormack, J.D.; Schur, J.A.: A Study of Water and Gas Release from Heated Concrete; Report TC-996, Hanford Engineering Development Laboratory, 1977.

- / 9/ Muñoz Martialay, R.: La perméabilité à l'air du béton, RILEM/IUPAC Symposium: Pore Structure and Properties of Materials, Proceedings of the International Symposium Prague, September 18-21, 1973, Preliminary Report - Part II, pp. E 103 - 121.
- /10/ Paul, R.C.; Watt, D.G.; Haines, N.S.; Havard, D.G.: Design Features and Concrete Requirements for a Vacuum Building at the Pickering Nuclear Generating Station; Paper SP 34-62, Concrete for Nuclear Reactors, ACI Special Publication SP 34, Vol. III, pp. 1321 - 1352, 1972.
- /11/ Kordina, K.; Schneider, U.; Diederichs, U.: SBB unter hypothetischen Störfallbelastungen: Teil B - Wasserdampf-freisetzung; Forschungsbericht des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Auftraggeber: KFA-Jülich, Braunschweig, April 1982.
- /12/ Hübner, R.: Feuchtetransport in thermisch hochbelastetem Beton; Bericht Interatom, D-5060 Bergisch Gladbach 1, 1977, publiziert in: DIE BAUTECHNIK, Vol. 6, pp. 188 - 194, 1979.
- /13/ Waubke, N.V.: Transportphänomene in Betonporen, Dissertation, TU Braunschweig, 1966; erschienen in: Schriftenreihe des Instituts für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der TU Braunschweig, Heft 6, 1966.
- /14/ England, G.L.; Sharp, T.J.: Migration of Moisture and Pore Pressure in Heated Concrete; Proceedings of the First International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology, H. 2/4, 1971.
- /15/ Chapman, D.A.; England, G.L.: Effect of Moisture Migration on Shrinkage, Pore Pressure and other Concrete Properties; Transactions of the Fourth International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology, H. 5/3, 1977.

- /16/ Schneider, U.; Diederichs, U.; Hinrichsmeyer, K.: Nachweis von Strukturveränderungen beim Erhitzen von Zementstein und Mörtel durch Quecksilberporosimetrie. TIZ-Fachberichte, pp. 102 - 109, Vol. 107 (1983), Coburg, Februar 1983.
- /17/ Lautz, G.; Taubert, R. (Herausg.): Kohlrausch - Praktische Physik - Zum Gebrauch für Unterricht, Forschung und Technik, Bd. 3, Tafeln; Verlag B.G. Teubner, Stuttgart, 1968.
- /18/ Vogel, H.: Gerthsen-Kneser-Vogel - Physik - Ein Lehrbuch zum Gebrauch neben Vorlesungen; 12. Auflage, Springer-Verlag, Berlin-Heidelberg-New York, 1974.
- /19/ Rizkalla, S.H.; Simmonds, S.H.; MacGregor, J.G.: Leakage Tests of Wall Segments of Reactor Containments; Univ. Alberta, Dep. Civ. Eng., Struct. Eng. Rep. n. 80, Pct., October 1979.
- /20/ Rizkalla, S.H.; Mac-Gregor, J.G.; Simmonds, S.H.: Air Leakage Characteristics of Prestressed Concrete Containments; Transactions of the 5th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology, Vol.J., Paper J 5/14, Berlin, 1979.
- /21/ Buss, W.: Proof of Leakage Rate of a Concrete Reactor Building; Paper 34-61, Concrete for Nuclear Reactors, ACI Special Publication SP-34, Vol. III, pp. 1291 - 1320, 1972.
- /22/ Grainger, B.N.; Hornby, I.W.; Irving, J.: Prestressed Concrete Pressure Vessel Liner Leak Simulation Test: Part I; Laboratory Note No. RD/L/N 12/75, Central Electricity Research Laboratories, Leatherhead, Surrey, GB, January 1975.
- /23/ Grainger, B.N.; Hornby, I.W.; Irving, J.; Pattersons, D.: Prestressed Concrete Pressure Vessel Liner Leak Simulation Test: Part II, Vessel Prestressed; Laboratory Note No. RD/L/N 149/76, Central Electricity Research Laboratories; Leatherhead, Surrey, GB, July 1976.

- /24/ Steinert, J.: Die Gas- und Wasserdichtigkeit von Stahlbeton-Plattenstreifen; Bericht, Lehrstuhl für Baukonstruktionslehre und Holzbau, TU Braunschweig, 1970.
- /25/ Ertingshausen, H.; Steinert, J.: Ergänzende Untersuchungen zur Gas- und Wasserdichtigkeit von Stahlbeton-Plattenstreifen; Bericht, Lehrstuhl für Baukonstruktion und Vorfertigung, TU Braunschweig, 1972.
- /26/ Steinert, J.; Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit von Kiesbeton aus dem Wassereindringverhalten; Zivilschutzforschung, Schriftenreihe der Schutzkommission beim Bundesminister des Innern, Band 7, Osang Verlag, Bad Honnef-Erpel, 1977.
- /27/ Turner, F.H.: Concrete and Cryogenics; A Viewpoint Publication.
- /28/ Pihlajavaara, S.; Nikkari, K.: Betonin ilmanläpäisevyys erityisesti ydinvoimalan betonisessa suojakuoressa; (Air permeability of concrete with special reference to concrete containments of nuclear power stations), Technical Research Centre of Finland, Research Notes 33/1981, Espoo 1981 (in finnisches).
- /29/ Lawrence, C.D.: Permeability Measurements on Concretes; Departmental Note -DN4038, Cement and Concrete Association, September 1982.
- /30/ Lawrence, C.D.: Maureen Field Articulated Loading Column; Calculation of Concrete Permeabilities from Pressure Tests, Departmental Note- DN4041, Cement and Concrete Association, August 1982.

4. Zusammenfassung

Der vorliegende Forschungsbericht faßt unseren Kenntnisstand über die

- Zugfestigkeit von Beton und
- Gasdurchlässigkeit von Beton

bei Einwirkung von Temperaturen bis zu ca. 1.000 °C zusammen. Reine Zugversuche wurden bislang nur selten bei hohen Temperaturen durchgeführt, so daß diesbezüglich auf neueste (unveröffentlichte) Arbeiten des SFB 148, Teilprojekt B3, zurückgegriffen wurde. Es hat sich gezeigt, daß Biege- und Spaltzugversuche andere Temperaturabhängigkeiten ergeben als reine Zugversuche. Dieses muß bei der Entwicklung von temperaturabhängigen Rißkriterien im Zugbereich naturgemäß berücksichtigt werden.

Die Gasdurchlässigkeit von Beton wird in der Literatur unter den verschiedensten Aspekten behandelt. In der vorliegenden Arbeit ist in verkürzter Form versucht worden, den wesentlichen Gesichtspunkten Rechnung zu tragen. Aufgrund der sehr begrenzten Mittel war eine ausführliche Darstellung nicht möglich. Überschlagsrechnungen haben ergeben, daß das Modell der "Pressurized Cracks" möglicherweise nicht mit realen Beanspruchungsfällen übereinstimmt. Allerdings liegen über die Druckverteilung in thermisch geschädigten Betonkonstruktionen bei Überdruck keine experimentellen Erfahrungen vor, so daß diese Fragestellung nicht abschließend behandelt werden konnte. Es wird empfohlen, ein entsprechendes Untersuchungsprogramm durchzuführen.

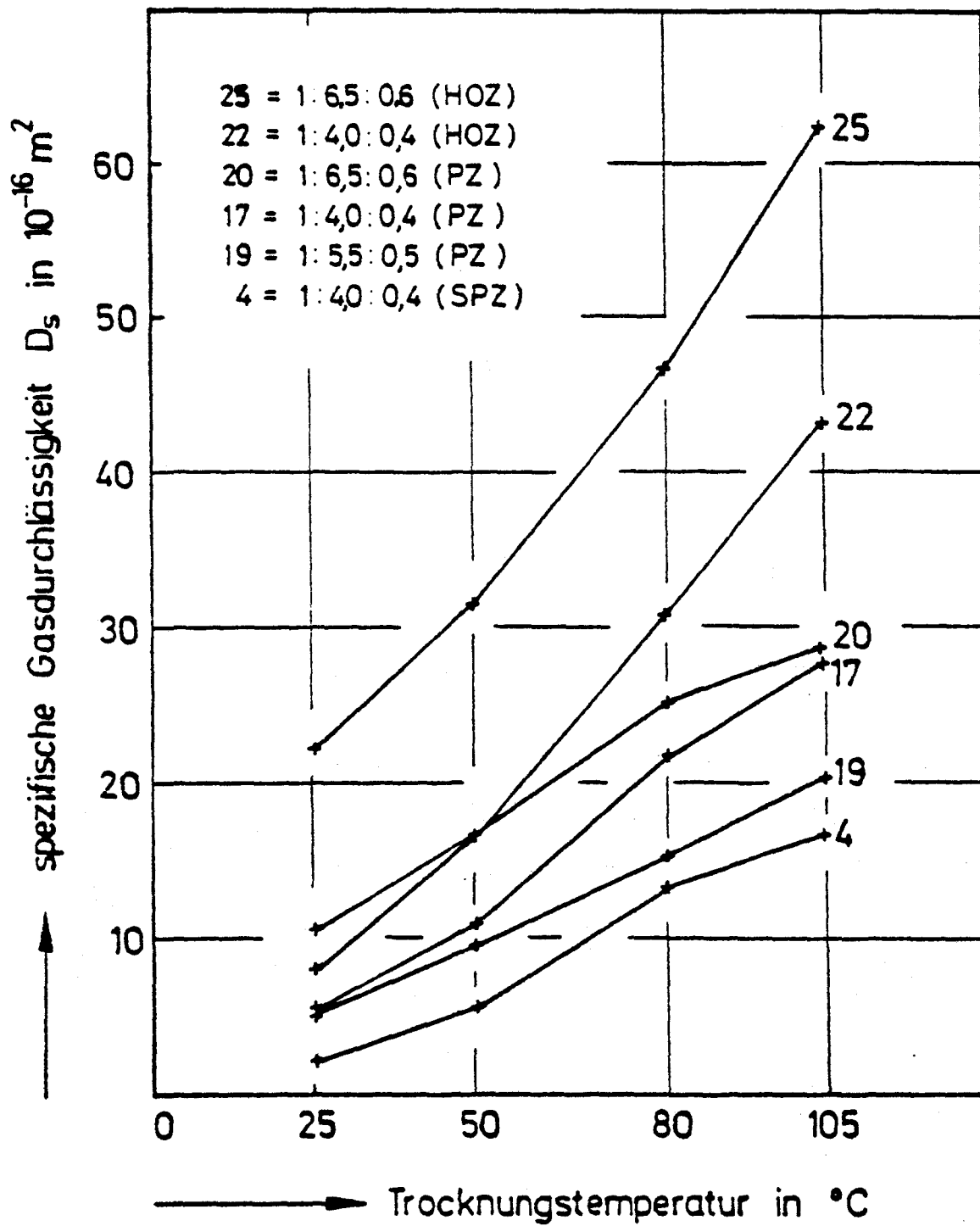


Bild 3.1: Der Einfluß der Trockentemperatur auf die spezifische Gasdurchlässigkeit (nach /5/)

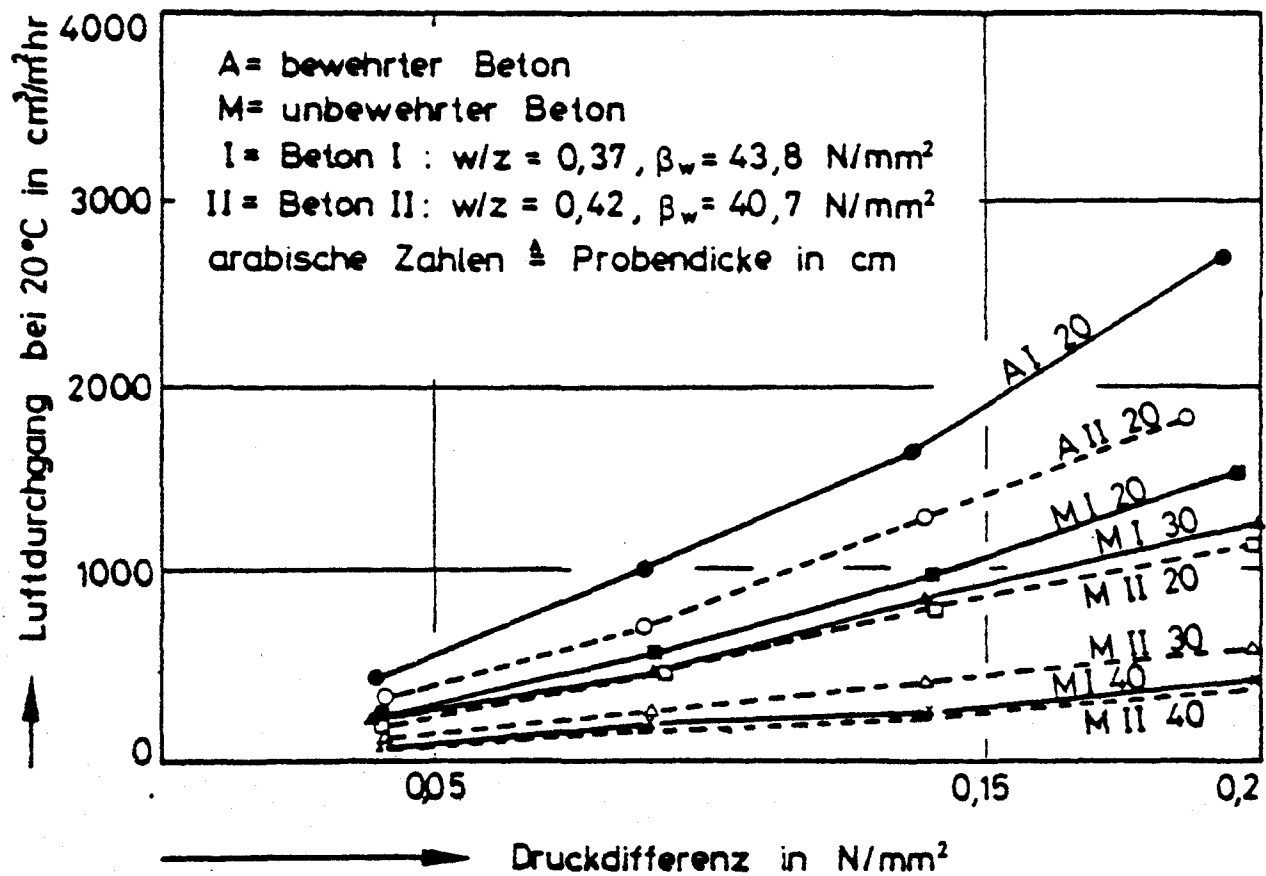


Bild 3.2: Luftdurchgang durch Betonscheiben in Abhängigkeit
 von der Druckdifferenz über der Scheibendicke
 (Betonalter: 3,5 Monate) (nach /9/)

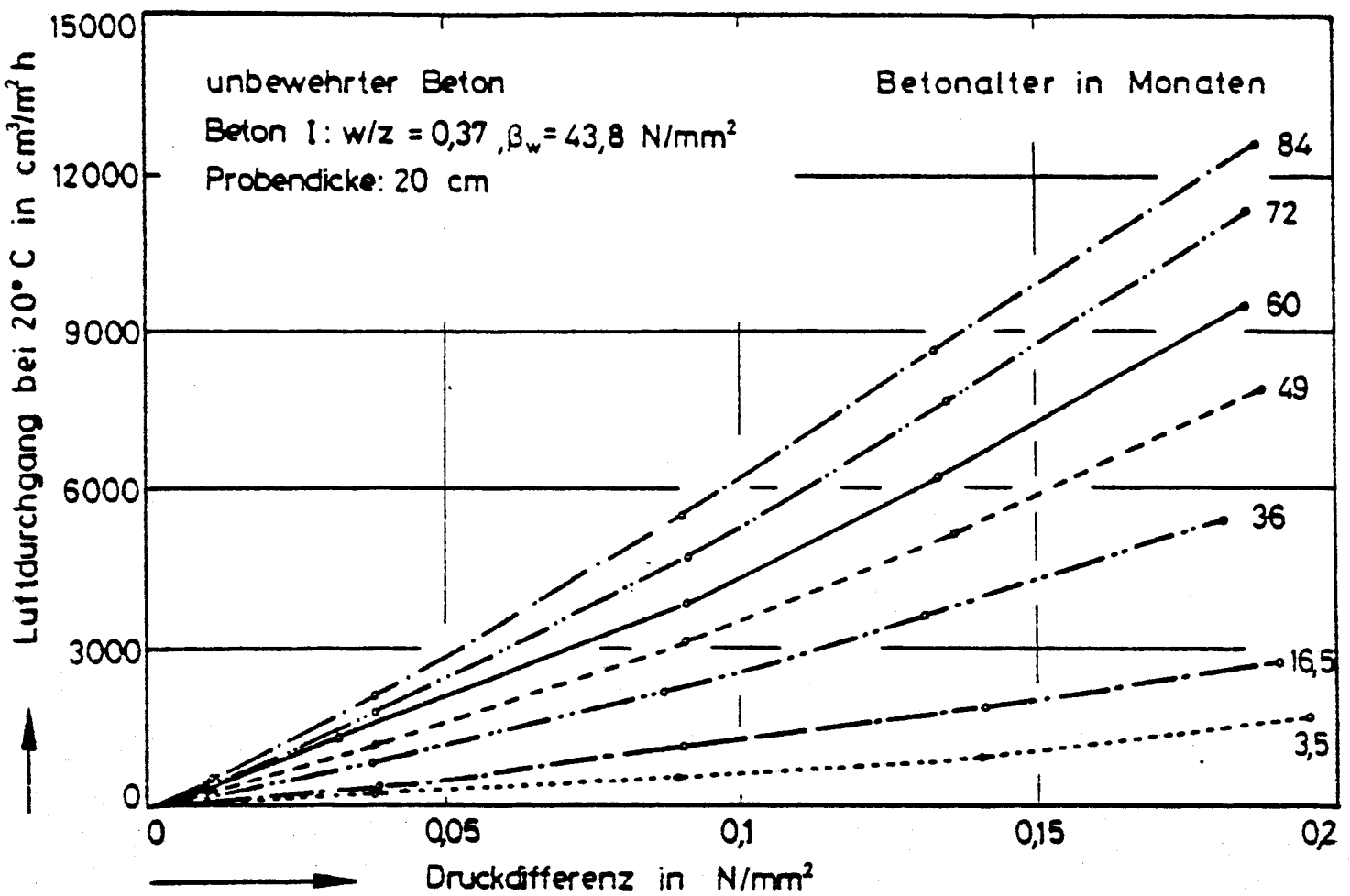


Bild 3.3: Einfluß des Betonalters auf den Luftdurchgang durch Betonscheiben in Abhängigkeit von der Druckdifferenz (nach /9/)

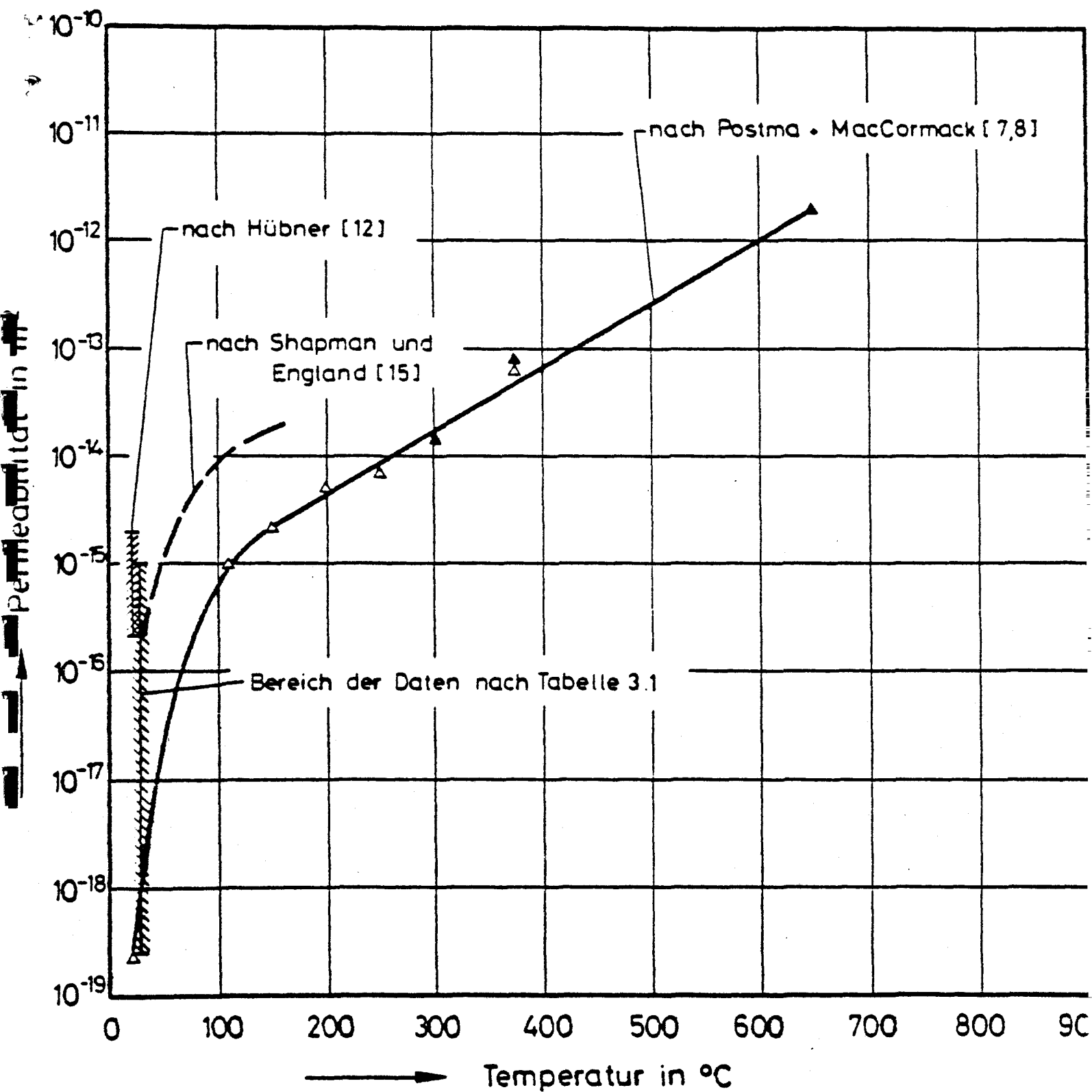


Bild 3.4: Permeabilität von Beton bei hohen Temperaturen nach Literaturangaben

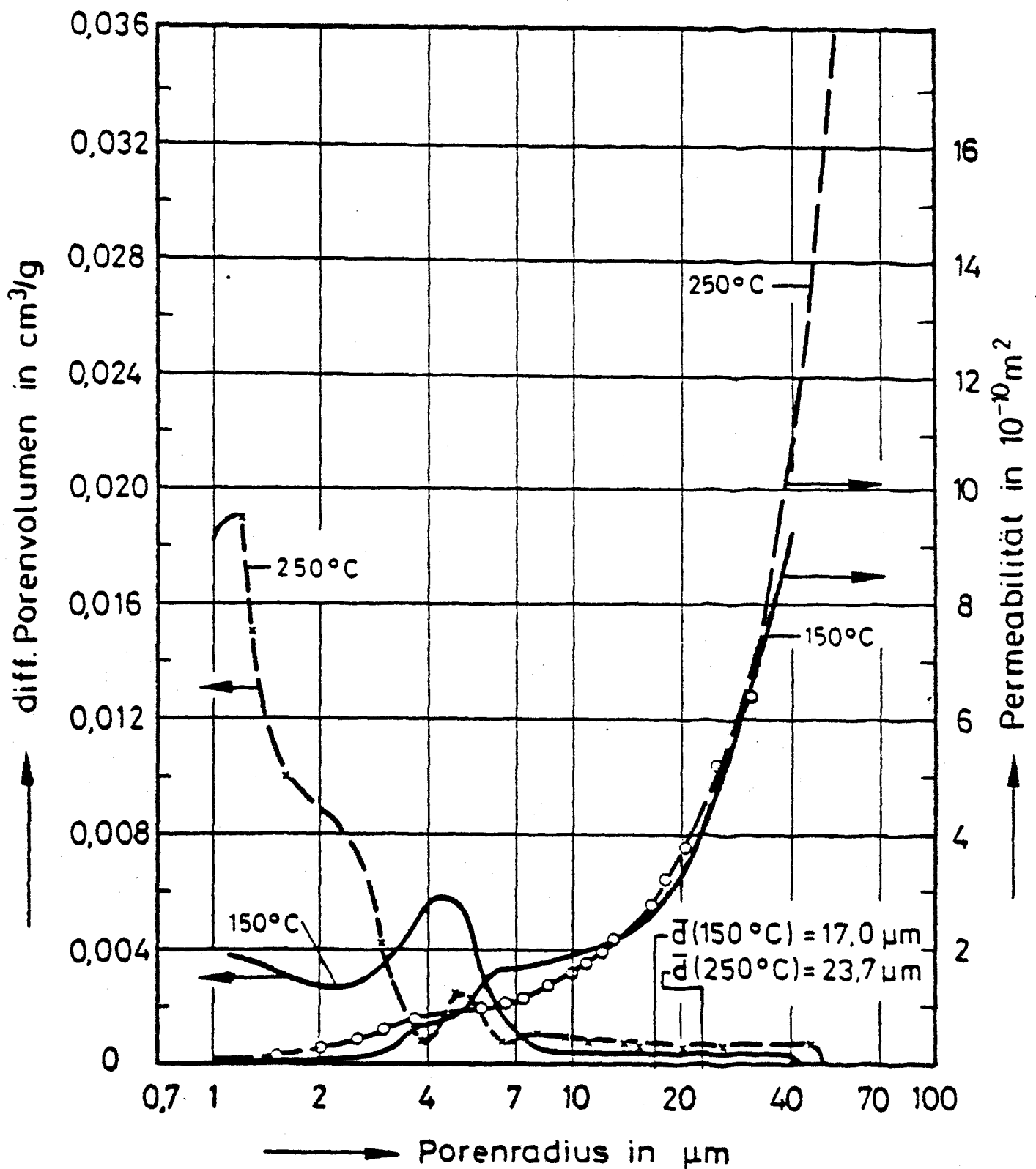


Bild 3.5: Differentielle Porenradienverteilung und daraus berechnete Permeabilitätskoeffizienten in Abhängigkeit vom Porenradius (Permeabilität berechnet mit $\mu = 10$)

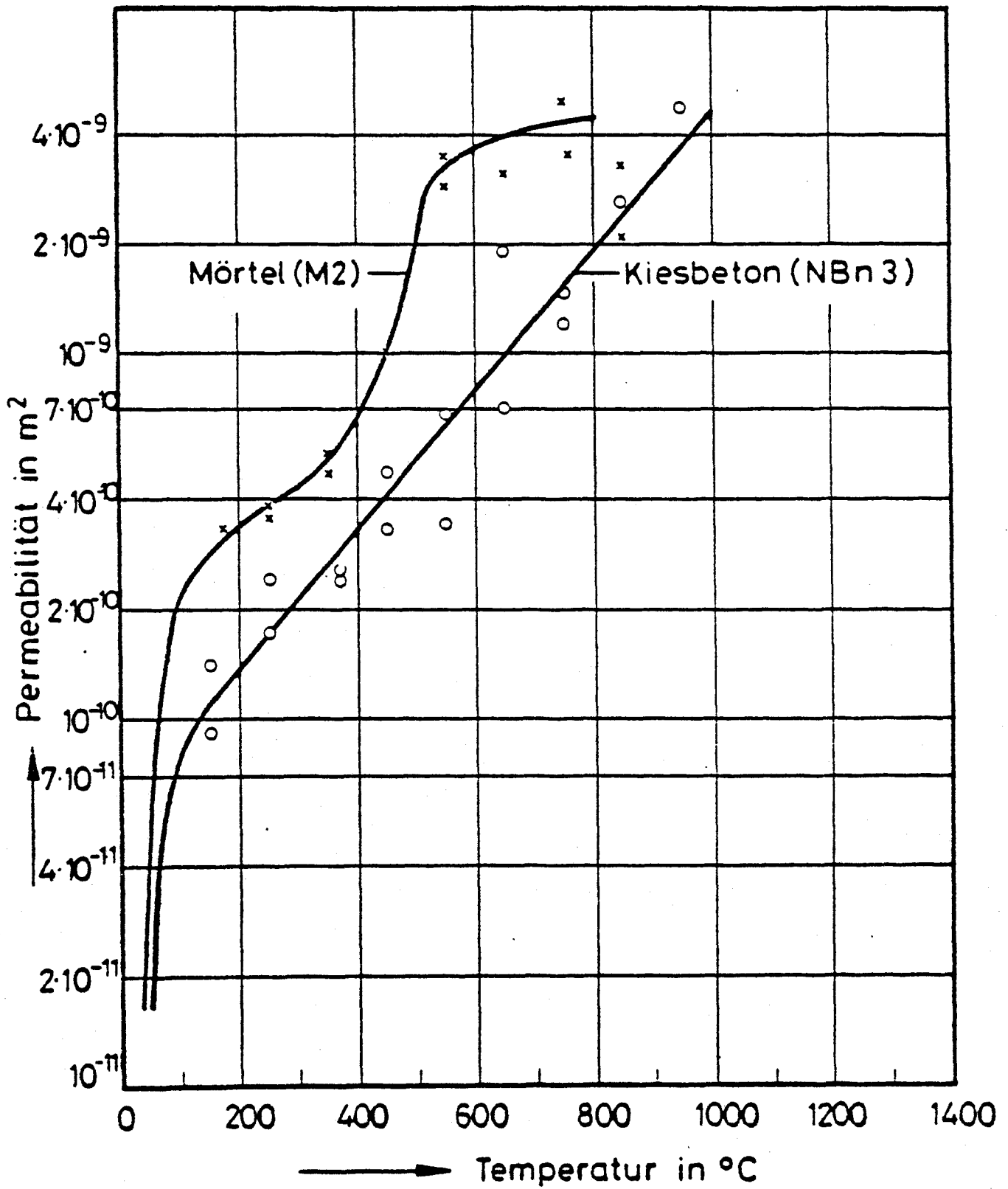


Bild 3.6: Aus Porositätsdaten berechnete Permeabilitäten von Portlandzementmörtel und Kiesbeton in Abhängigkeit von der Ausheiztemperatur (berechnet mit $\mu = 10$)

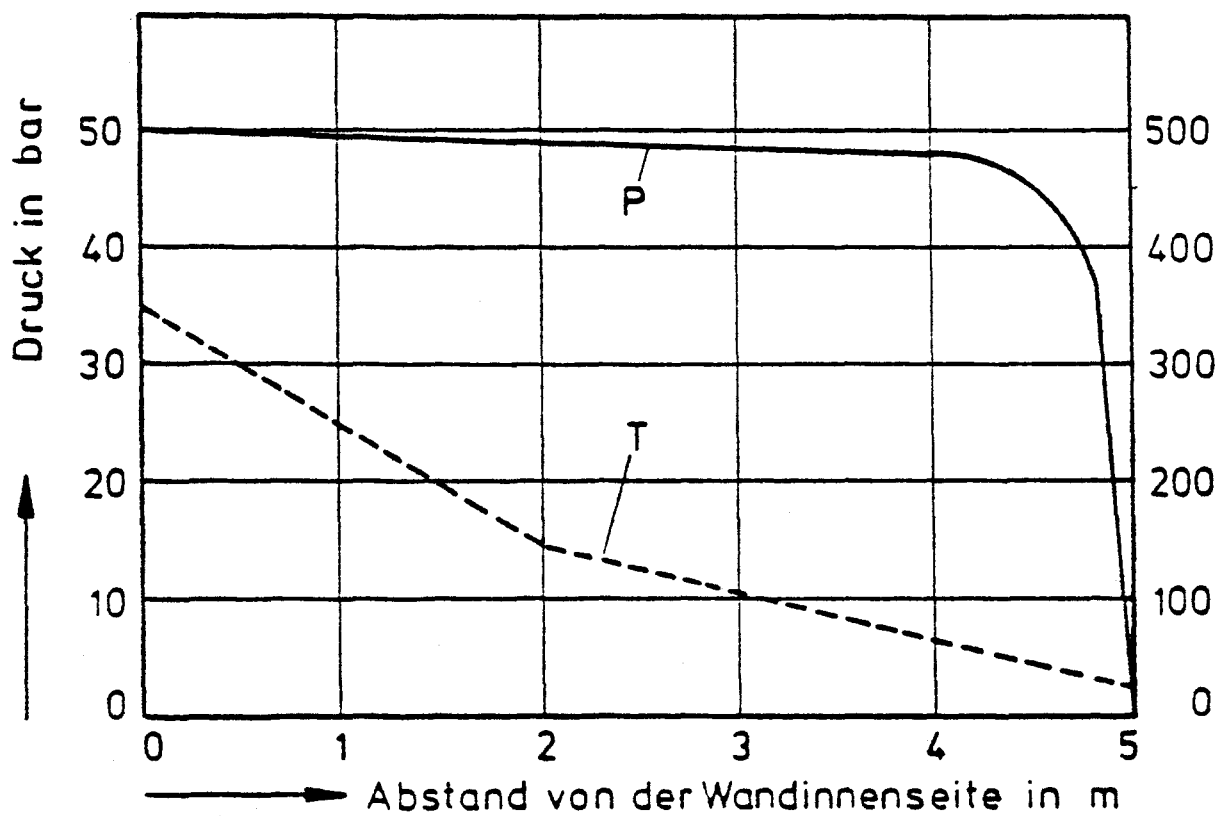


Bild 3.7 a: Druckverteilung über die Wanddicke des Betoncontainments berechnet unter Zugrundlegung der mitangegebenen Temperaturverteilung und der Permeabilitätsdaten nach /7, 8/

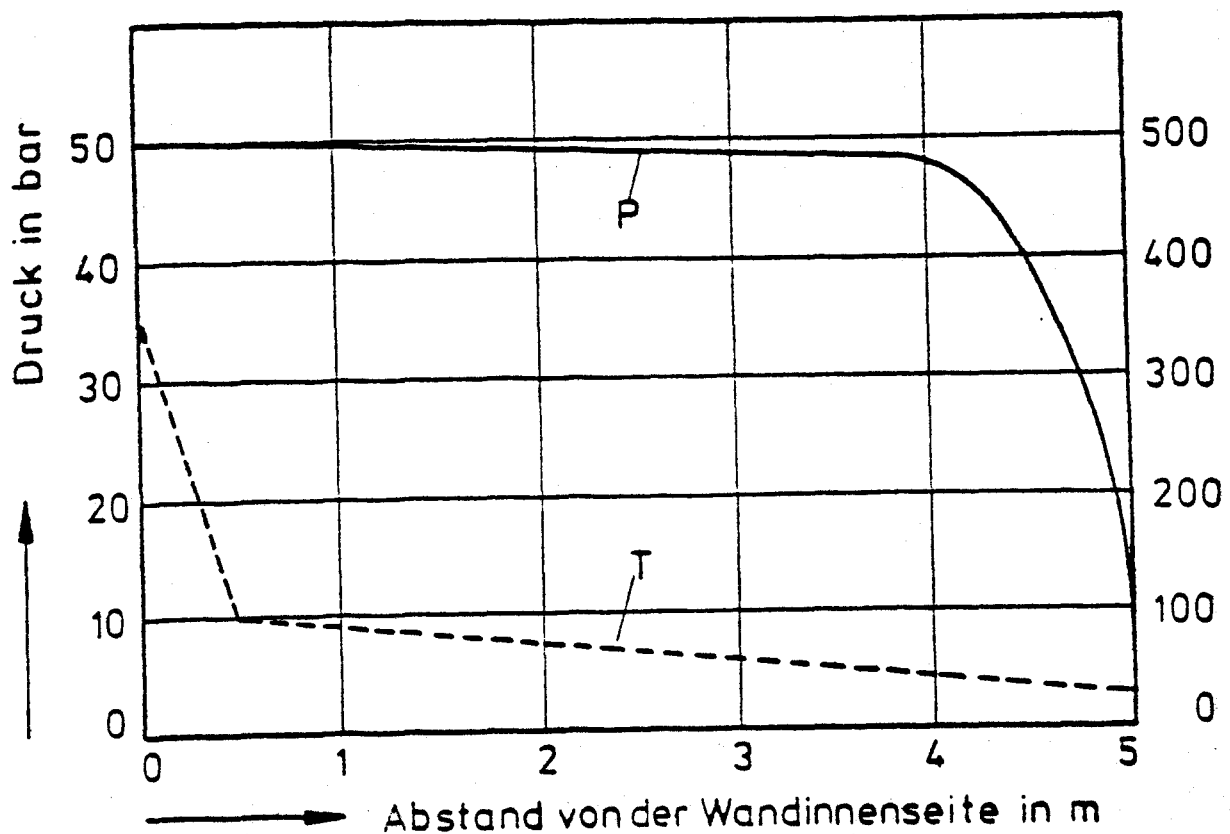


Bild 3.7 b: Druckverteilung über die Wanddicke des Betoncontainments berechnet unter Zugrundelegung der mitangegebenen Temperaturverteilung und der Permeabilitätsdaten nach /7, 8/

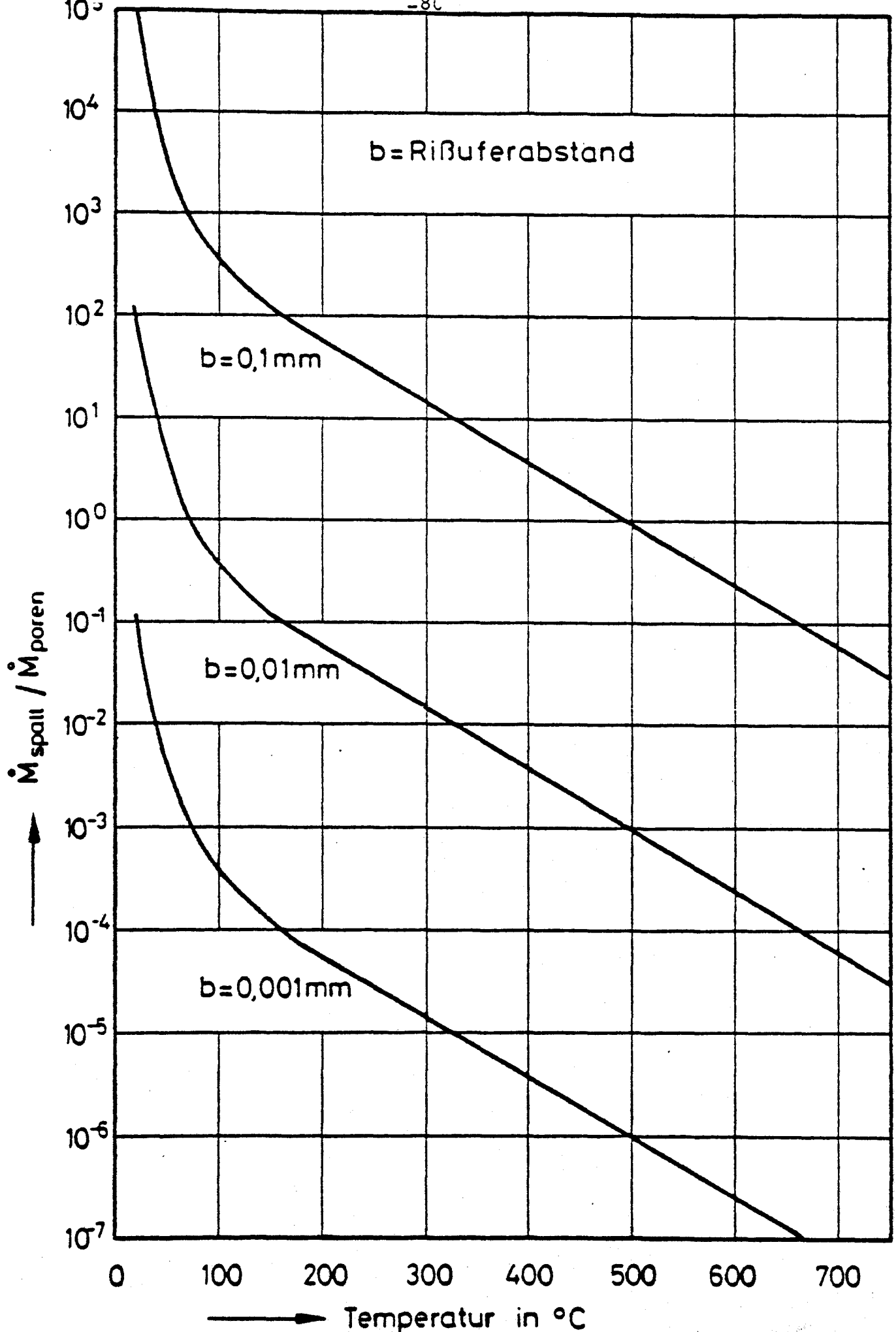


Bild 3.8 : Strömungsanteil durch einen Betonspalt im Verhältnis zum Strömungsanteil durch das Betonporensystem

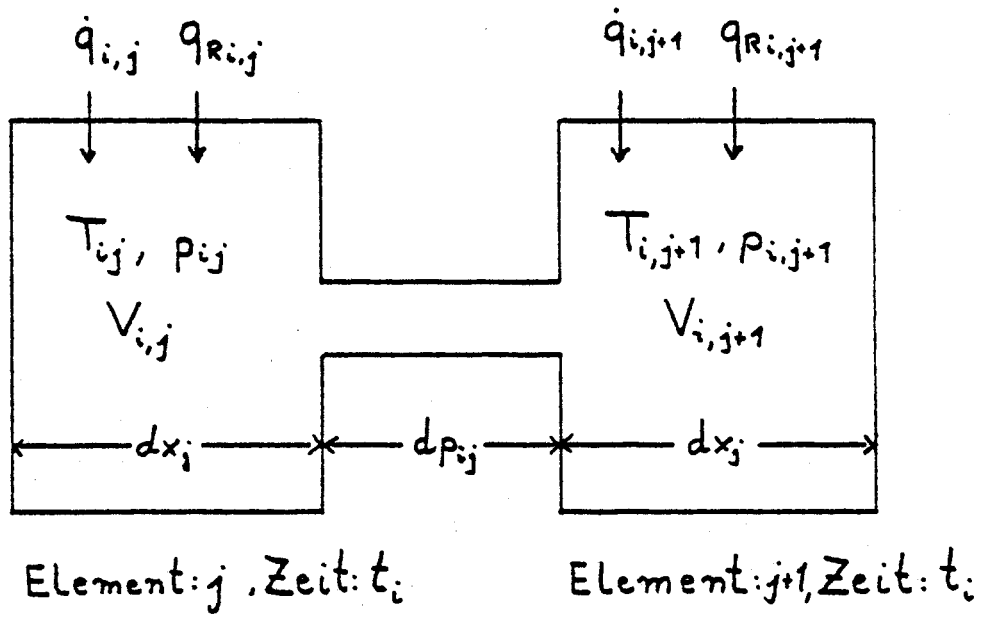


Bild 3.9: Diskretisiertes Element des Strompfades

11. Jan. 1989

30 - 0144/01